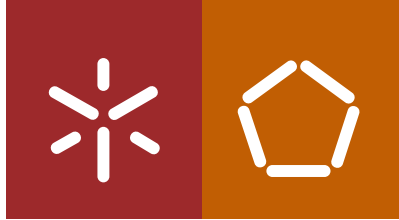




Helena Isabel Moreira de Faria

Desenvolvimento de uma solução para a  
construção de taipa no Minho baseada na  
ativação alcalina

Universidade do Minho  
Escola de Engenharia







Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Helena Isabel Moreira de Faria

Desenvolvimento de uma solução para a  
construção de taipa no Minho baseada na  
ativação alcalina

Tese de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor Daniel Vitorino de Castro Oliveira  
Professor Doutor Tiago Filipe da Silva Miranda

Novembro de 2012

## **AGRADECIMENTOS**

Uma vez que todos os percursos de vida não são percorridos sozinhos, queria deixar aqui o meu agradecimento a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao professor Doutor Daniel Oliveira, orientador desta dissertação, pela forma como orientou o meu trabalho, pela partilha de conhecimento bem como a sua disponibilidade para qualquer esclarecimento.

Ao professor Doutor Tiago Miranda, co-orientador desta dissertação, por todo acompanhamento e apoio prestado neste trabalho. Agradeço também a partilha de conhecimento.

Ao Engenheiro Rui Silva pela prontidão e disponibilidade para qualquer esclarecimento que sempre demonstrou, bem como todas as ajudas necessárias ao longo do trabalho.

Aos técnicos do laboratório de Engenharia Civil que, de forma direta ou indireta, contribuíram para a realização deste trabalho. Obrigada pelas ajudas diárias, pelo incentivo e boa disposição mostrada ao longo deste percurso. Também queria agradecer ao professor Sérgio Nascimento do departamento de Física da Universidade do Minho, pela ajuda disponibilizada na realização de um dos ensaios bem como para qualquer esclarecimento.

À família pelo apoio incondicional que sempre demonstraram para comigo, sem os quais esta etapa não teria sido terminada com o mesmo ânimo. Queria agradecer de forma especial aos meus pais, pelo esforço e por todo incentivo dado ao longo desta fase da minha vida, sem eles não teria sido concretizada.

Um agradecimento muito especial ao meu namorado Bruno, pelo carinho e apoio sempre demonstrado neste caminho. Pela paciência e pelas “mil” maneiras de me alegrar nos momentos menos bons.

Por último, mas não menos importante, aos meus amigos pelo companheirismo e pelas palavras de incentivo dadas nos momentos mais complicados.



## RESUMO

A construção em terra é uma técnica muito utilizada em todo o mundo. O uso da terra como material de construção tem como especial atenção a sua disponibilidade. Em Portugal esta técnica também é predominante, principalmente a existência de construções de taipa na zona Sul. Para além da taipa outras técnicas também são utilizadas como o adobe e o tabique.

O tema abordado nesta dissertação surge na sequência de um estudo realizado na Universidade do Minho por Escobar (2011), abordando o conceito de construção em taipa. Face aos obstáculos entendidos por Escobar (2011), conclui-se que será necessário aumentar a resistência mecânica para poder utilizar o solo residual granítico do Norte de Portugal em taipa, para além de desmistificar o conceito de construção em terra em Portugal.

Este estudo tem como base a realização experimental para avaliar a possibilidade da utilização da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes para reforço do material e posterior aplicação em taipa.

Assim, foi realizada uma campanha experimental, desde a caracterização do material até à caracterização mecânica da taipa, a qual permite obter os valores de resistências pretendidos. O ensaio de compressão diagonal realizado, aplicado somente a solo estabilizado, revelou ser um bom parâmetro para avaliação mecânica, à escala real. A percentagem de cinzas volantes também foi um aspeto a analisar na medida em que se pretende a menor quantidade para os requisitos necessários.

Da análise final do trabalho conclui-se que, existe um contributo significativo do reforço através da ativação alcalina de cinzas volantes adicionada ao solo, na medida em que originou um aumento em 50% a sua resistência à compressão.

**Palavras-chave:** construção em terra, taipa, resistência mecânica, solo residual granítico, ativação alcalina de cinzas volantes.



## **ABSTRACT**

The rammed construction is a technique widely used throughout the world. The soil used as a building material has the special attention their availability. In Portugal this technique is also prevalent, especially the presence of buildings in rammed earth in the Southern part of the country. Also other techniques are used as “adobe” and “tabique”.

The issue addressed in this paper follows a study conducted by Escobar (2011) at the University of Minho, about the use of residual granitic soils for rammed earth. Given the obstacles perceived by Escobar (2011), it was concluded that it is necessary to increase the strength of the material to be able to use the residual granitic soil of northern Portugal in rammed earth constructions.

This study is based on an experimental approach to evaluate the possibility of using the technique of alkaline activation of fly ash to strengthen the material and subsequent to allow its application in rammed earth.

A comprehensive experimental campaign was carried out, from the characterization of the material to the mechanical characterization of rammed construction. The diagonal compression test was done, but only applied to stabilized soil, which proved to be a good parameter to evaluate mechanical properties at full scale.

From the analysis of the work, it is concluded that there is a significant strengthening contribution from the alkaline activation of fly ash added to the soil, allowing a 50% increase of its compression strength.

**Keywords:** rammed construction, rammed earth, residual granitic soil, alkaline activation of fly ash, compressive strength.





## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO .....	v
ABSTRACT.....	vii
ÍNDICE GERAL .....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE TABELAS .....	xix
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Motivação, metodologia e objetivos .....	2
1.2. Organização .....	3
2. CONSTRUÇÃO EM TERRA.....	5
2.1. Enquadramento histórico e respetiva localização geográfica .....	7
2.2. Diferentes tipologias da construção em terra.....	8
2.3. Vantagens e limitações .....	13
2.3.1. Vantagens .....	13
2.3.2. Limitações .....	14
2.4. Construção em terra em Portugal.....	15
2.4.1. Fatores condicionantes à construção .....	16
2.4.2. Estudos realizados .....	20

2.5.	Estabilização do solo .....	20
2.5.1.	Princípios base da ativação alcalina .....	22
3.	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL .....	25
3.1.	Descrição do solo .....	26
3.2.	Ensaio expeditos de caracterização do solo.....	30
3.2.1.	Ensaio da resistência seca.....	30
3.2.2.	Ensaio da bola.....	31
3.2.3.	Ensaio do charuto .....	33
3.2.4.	Ensaio da sedimentação.....	34
3.2.5.	Análise e discussão de resultados .....	36
4.	TAIPA COM SOLO NO ESTADO NATURAL .....	39
4.1.	Análise granulométrica.....	40
4.2.	Limites de consistência .....	45
4.2.1.	Limite de Liquidez.....	46
4.2.2.	Limite de Plasticidade .....	47
4.2.3.	Limite de Retração.....	47
4.2.4.	Resultados.....	49
4.3.	Densidade das partículas .....	49
4.4.	Propriedades de compactação .....	50
4.5.	Resistência à compressão de cilíndricos .....	55
4.6.	Resistência à flexão e compressão de primas.....	59

4.7.	Durabilidade.....	62
4.8.	Análise e discussão de resultados .....	65
5.	TAIPA COM SOLO ESTABILIZADO.....	69
5.1.	Processo de ativação alcalina.....	70
5.2.	Resistência à compressão de cilindros .....	72
5.3.	Resistência à flexão e compressão de prismas.....	76
5.4.	Compressão diagonal.....	78
5.5.	Cor .....	84
5.6.	Jato de água.....	87
5.7.	Análise e discussão de resultados .....	89
6.	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	95
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	99
	ANEXOS.....	105
	ANEXO A – Sistema Único de Classificação dos Solos, USCS.....	106
	ANEXO B – Resultados do ensaio de compressão de cilindros.....	107
	ANEXO C – Resultados do ensaio de flexão e compressão de prismas .....	108



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Construções em terra: (a) Castelo de Paderne (Fernandes, 2008) (b) Ramasseum (Fernandes, 2008) (c) Construção abandonada em Portugal (Pinho, 2001) (d) Cidade de Bam, Irão, depois do sismo de 2003 (Mascarenhas, 2006).....	6
Figura 2.2 – Secção em taipa da Grande Muralha da China na província de Ningxia (Jaquin et al, 2008).....	7
Figura 2.3 – -Áreas de construção de terra do mundo (Auroville, s.d.). ....	7
Figura 2.4 – Método de construção em terra (Houben & Guillaud, 1989).....	8
Figura 2.5 – Molde de cofragem (Bertagnin, 1999).....	9
Figura 2.6 – Colocação da mistura dentro dos moldes; (b) compactação da mistura (Bertagnin, 1999).....	9
Figura 2.7 – Sequência de operações para construção em taipa (Bertagnin, 1999). ....	10
Figura 2.8 – Construção em taipa: (a) compactação manual; (b) compactador elétrico; (c) compactador pneumático (Minke, 2006).....	10
Figura 2.9 – Casa de taipa (Macedo, 2008).....	11
Figura 2.10 – Teto de uma habitação Mauritânia (Fernandes, 2008).....	12
Figura 2.11 – Construção com paredes interiores e exteriores em tabique (Carvalho, 2009)..	13
Figura 2.12 – Distribuição geográfica das técnicas tradicionais em Portugal: (a) Taipa (b) Adobe (c) Tabique (Fernandes & Correia, 2005).....	15
Figura 2.13 – Valores de temperatura média anual e valores de precipitação acumulada anual (Adaptado do Instituto de meteorologia, Portugal). ....	17

Figura 2.14 – Distribuição geográfica europeia da construção em terra da perigosidade sísmica.....	18
Figura 2.15 – Perigosidade sísmica (adaptado de NP EN 1998-1, 2010).....	19
Figura 3.1 – Localização da recolha do solo em estudo. ....	26
Figura 3.2 – Procedimento utilizado: (a) amostra de solo analisado; (b) peneiros utilizados; (c) peneiração da amostra. ....	27
Figura 3.3 – Frações de solo distintas: (a) gravilha; (b) fração grosseira; (c) fração média; (d) finos.....	27
Figura 3.4 – Angularidade corrente: (a) arredondado e angular; (b) subarredondado e subangular .....	28
Figura 3.5 – Critérios para avaliação da forma das partículas. ....	28
Figura 3.6 – Amostra de solo: (a) solo seco; (b) solo húmido. ....	29
Figura 3.7 – Realização das amostras para ensaio de resistência seca. ....	30
Figura 3.8 – Realização do ensaio de resistência seca. ....	31
Figura 3.9 – Realização da mistura e da “bola” para realização do ensaio.....	32
Figura 3.10 – Resultados obtidos: (a) excesso de água; (b) défice de água; (c) teor ótimo de água. ....	33
Figura 3.11 – Realização do ensaio: (a) tentativa de realização do charuto; (b) resultado obtido. ....	34
Figura 3.12 – Realização do ensaio da sedimentação.....	35
Figura 3.13 – Resultados obtidos para ensaio de sedimentação. ....	35
Figura 4.1 – Gama de peneiros ASTM utilizados.....	40
Figura 4.2 – Processo de obtenção do material passado no peneiro #200. ....	41

Figura 4.3 – Frações de partículas: (a) fração de gravilha; (b) fração de areia. ....	41
Figura 4.4 – Teste da sedimentação: (a) suspensão; (b) pormenor da medição da densidade da suspensão; (c) sedimentos retidos na proveta. ....	42
Figura 4.5 – Curva granulométrica: (a) antes do processo de sedimentação; (b) após processo de sedimentação. ....	42
Figura 4.6 – Curva granulométrica do solo e adequabilidade para construção em terra: (a) fuso granulométrico proposto do Viana da Fonseca (1996); (b) fuso granulométrico proposto por Houben & Guillaud (1994); (c) fuso granulométrico proposto por MPOT (1992); (d) fuso granulométrico proposto por LNEC (1953). ....	43
Figura 4.7 – Gráfico representativo das várias frações de solo: (a) ensaio laboratorial - análise granulométrica; (b) ensaio expedito - frasco. ....	45
Figura 4.8 – Processo de realização do teste para limite de liquidez: (a) realização da pasta; (b) colocação na concha; (c) abertura do sulco; (d) e (e) extração da pasta na zona de sulco; (f) obtenção do limite de liquidez. ....	46
Figura 4.9 – Filamento do ensaio para obtenção do limite de plasticidade. ....	47
Figura 4.10 – Provetes para o ensaio de limite de retração. ....	48
Figura 4.11 – Resultado obtido após secagem. ....	48
Figura 4.12 – Procedimento do teste. ....	48
Figura 4.13 – Execução do ensaio da densidade das partículas. ....	50
Figura 4.14 – Compactador: (a) proctor pesado, elevada energia de compactação; (b) proctor leve, baixa energia de compactação. ....	51
Figura 4.15 – Processo de execução do ensaio de compactação. ....	52
Figura 4.16 – Relação entre a curva de compactação e de saturação: (a) compactação leve; (b) compactação pesada. ....	52



Figura 4.17 – Comparação entre a curva de compactação pesada e leve. ....	54
Figura 4.18 – Realização dos provetes de ensaio: (a) preparação da mistura; (b) compactação; (c) recolha de solo para medir teor em água; (d) regularização do provete. ....	55
Figura 4.19 – Provetes após regularização.....	55
Figura 4.20 – Realização do ensaio de compressão: (a) e (b) disposição dos LVDT verticais; (c) esquema de ensaio. ....	56
Figura 4.21 – Representação gráfica das curvas: (a) tensão-deformação; (b).tensão-módulo de elasticidade.....	57
Figura 4.22 – Representação da deformação do provete: (a) abertura da primeira fenda DURE_4; (b) abertura da primeira fenda para DURE_3; (a') conjunto de fendas pós-pico para DURE_4; (b') conjunto de fendas pós-pico para DURE_3.....	58
Figura 4.23 – Modo de rotura para DURE_5 e DURE_3.....	59
Figura 4.24 – Execução dos provetes para ensaio de flexão.....	60
Figura 4.25 – Realização do ensaio de flexão.....	60
Figura 4.26 – Execução do ensaio de compressão em provetes cúbicos. ....	61
Figura 4.27 – Fase de execução do provete de ensaio da gota.....	63
Figura 4.28 – Calibração e realização do ensaio da gota. ....	63
Figura 4.29 – Medição da profundidade e penetração da água.....	64
Figura 5.1 – Processo para obtenção da mistura estabilizada através da ativação alcalina. ....	71
Figura 5.2 – Provede de ensaio.....	72
Figura 5.3 – Representação gráfica das curvas: (a) curvas tensão-deformação para as diferentes composições, (b) tensão-módulo de elasticidade. ....	73

Figura 5.4 – Comparação entre provetes de diferentes composições: (a) CSRE_5.0; (b) CSRE_7.5. ....	74
Figura 5.5 – Padrão de fendilhação: (a) abertura da primeira fenda CSRE_5.0_2; (b) conjunto final de fendas CSRE_5.0_3; (c) conjunto final de fendas CSRE_7.5_3; (d) modo de rotura obtido. ....	75
Figura 5.6 – Provetes de diferentes quantidades de estabilizador para realização do ensaio de flexão e compressão. ....	76
Figura 5.7 – Forma de rotura dos provetes, após ensaio de flexão. ....	77
Figura 5.8 – Execução das paredes de ensaio: (a) preparação do estabilizador; (b) execução da mistura; (c) resultado da mistura; (d) compactação da parede; (e) desmolde da parede. ....	78
Figura 5.9 – Representação das paredes de taipa: (a) solo natural; (b) com adição de estabilizador; (c) conjunto de paredes realizadas. ....	79
Figura 5.10 – Representação esquemática da posição dos LVDT e fotografia de um dos provetes. ....	79
Figura 5.11 – Configuração do ensaio de compressão diagonal. ....	80
Figura 5.12 – Representação gráfica das curvas tensão-deformação para as diferentes composições. ....	81
Figura 5.13 – Modo de rotura das paredes: (a) 2.5% de cinzas volantes; (b) 5.0% de cinzas volantes; (c) 7.5% de cinzas volantes. ....	83
Figura 5.14 – Representação da cor das amostras estudadas. ....	84
Figura 5.15 – Espaço de cores do sistema CIELab (Quimanil). ....	85
Figura 5.16 – Realização do ensaio da cor. ....	86
Figura 5.17 – Configuração do ensaio de jato de água. ....	88

Figura 5.18 – Representação dos níveis de erosão obtidos: (a) DURE_1; (b) DSRE_2.5; (c) DSRE_5.0; (d) DSRE_7.5. ....	88
--	----

Figura 5.19 – Resultado da penetração de humidade nos provetes: (a) DSRE_2.5; (b) DSRE_5.0; (c) DSRE_7.5.....	89
---	----

Figura 5.20 – Relação entre o solo natural e estabilizado para a resistência à compressão e módulo de elasticidade.....	91
---	----

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Estabilização dos materiais de acordo com UCSC classificação do solo (Houben & Guillaud, 2008).....	21
Tabela 3.1 – Critério de descrição do material grosseiro. ....	27
Tabela 3.2 – Resultados obtidos para o ensaio de sedimentação. ....	35
Tabela 3.3 – Resumo das características do material. ....	36
Tabela 4.1 – Resultados obtidos para o ensaio de análise granulométrica. ....	44
Tabela 4.2 – Comparação entre ensaio expedito e ensaio laboratorial.....	45
Tabela 4.3 – Classificação da retração de um solo (Houben & Guillaud, 2008). ....	49
Tabela 4.4 – Resultados obtidos para ensaio de compactação e ensaio da bola.....	52
Tabela 4.5 – Adaptação da classificação de solos através da baridade seca (Doat et al, 1979). .....	54
Tabela 4.6 – Resultados médios do ensaio de compressão. ....	57
Tabela 4.7 – Resultados obtidos para o ensaio de flexão. ....	61
Tabela 4.8 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão em provetes cúbicos.....	62
Tabela 4.9 – Resultados obtidos do ensaio de durabilidade. ....	64
Tabela 4.10 – Interpretação do teste de durabilidade. ....	64
Tabela 4.11 – Resumo dos resultados obtidos para a taipa com solo natural. ....	65
Tabela 4.12 – Resistência à compressão necessária de acordo com regulamentação para a construção em taipa (Silva et al, 2012).....	67

Tabela 5.1 – Resultados médios do ensaio de compressão.....	75
Tabela 5.2 – Resultados médios obtidos para o ensaio de flexão. ....	76
Tabela 5.3 – Resultados médios obtidos para o ensaio de compressão. ....	77
Tabela 5.4 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão diagonal. ....	81
Tabela 5.5 - Resultados obtidos para o ensaio de compressão diagonal.....	82
Tabela 5.6 – Interpretação do ensaio da cor (Quimanil).....	85
Tabela 5.7 – Resultados obtidos para o ensaio da cor. ....	86
Tabela 5.8 – Resumo dos resultados obtidos para a taipa com solo estabilizado. ....	89
Tabela 5.9 – Resumo do ensaio de compressão diagonal. ....	92
Tabela A.1 – Classificação geotécnica, Sistema Único de classificação dos solos, USCS...	106
Tabela B.1 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão de cilindros. ....	107
Tabela C.1 – Resultados obtidos para o ensaio de flexão.....	108
Tabela C.2 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão. ....	109

## **1. INTRODUÇÃO**

A arquitetura e a construção em terra representam um dos patrimónios mais diversificados e universais da Humanidade. Esta forma de construir é bastante antiga, e por vezes é desprezada e desvalorizada, não se usufruindo assim das suas vantagens, como por exemplo o seu reduzido impacto ambiental e custo de construção. No entanto, este tipo de construção acarreta também algumas desvantagens que serão abordadas ao longo deste trabalho.

A utilização de terra na construção, como refere Rocha (2006) é “ uma realidade cuja origem se confunde com a do próprio Homem... O ato de construir é inerente à condição humana, primeiro como resposta às necessidades básicas de proteção e abrigo, e só depois como expressão de cultura. Mas, na sua essência, este ato não é invenção humana e o uso da terra para construir e dar resposta a essas necessidades básicas também não o é: antes do Homem já outros utilizavam, e para os mesmos fins.”

A taipa é uma das técnicas construtivas em terra à base de argila e cascalho. Apesar de a construção em taipa ser uma solução praticamente desconhecida no norte de Portugal, um estudo recente (Escobar, 2011) mostrou que é viável construir taipa com solos típicos do

Minho, desde que se proceda ao melhoramento da resistência mecânica dos mesmos. Contudo, as particularidades do solo e a manutenção do baixo impacto ambiental da técnica de reforço limitam fortemente as técnicas de melhoramento a usar.

## **1.1. Motivação, metodologia e objetivos**

A motivação para este estudo prende-se, essencialmente, na diferente e sustentável forma de construir que é a construção em taipa, nomeadamente a busca de soluções que permitam a sua utilização no Norte de Portugal. A escassez de conhecimento nos dias de hoje sobre este assunto foi também um incentivo para este estudo. É de referir que em termos de engenharia e arquitetura, a construção em terra torna-se um tema muito aliciante, que de certa forma entusiasma para um estudo aprofundado desta temática dada a atualidade de temas como a sustentabilidade e o ambiente.

Na presente dissertação será desenvolvida uma campanha experimental, na qual será avaliada a adequabilidade de um solo residual granítico para construção em taipa, bem como o melhoramento introduzido pela adição de um ligante geopolimérico, preparado por ativação alcalina de cinzas volantes.

A avaliação da adequabilidade do solo da região do Minho será realizada segundo duas abordagens: caracterização das propriedades do solo e caracterização das propriedades da taipa construída com este. A caracterização do solo será, primeiramente, realizada através de ensaios expeditos que incluem: ensaio do frasco (sedimentação), da resistência seca, da bola, e do charuto. Estes ensaios são realizados permitindo de uma forma rápida e simples o conhecimento geral do solo em estudo. São ensaios que vão em encontro ao tradicionalmente usado aquando a inexistência de materiais disponíveis o que não permitia a realização de ensaios laboratoriais. Seguidamente, será realizada a caracterização geotécnica do solo, o que incluirá: a determinação da sua granulometria, dos limites de Atterberg e das propriedades de compactação do solo. Por outro lado, a avaliação das propriedades da taipa construída com este solo será realizada através da caracterização das propriedades mecânicas (ensaio de compressão) e da durabilidade (ensaio da gota – “*Geelong*”) de provetes representativos.

No que diz respeito à técnica de estabilização por ativação alcalina, proceder-se-á à avaliação das alterações introduzidas na taipa nomeadamente nas suas propriedades mecânicas, de durabilidade e estéticas. Serão selecionadas várias composições onde se fará variar a quantidade de cinzas adicionada e a relação entre a quantidade de cinzas e de ativador alcalino. As propriedades mecânicas da taipa estabilizada com a técnica em estudo serão caracterizadas com recurso a ensaios de flexão e compressão em provetes com dimensões 40x40x160 mm<sup>3</sup> e ensaios de compressão diagonal em paredes (“*wallets*”). A durabilidade será testada por intermédio de ensaios de durabilidade e de jato de água (ou através do ensaio de “*Geelong*”). A estética da taipa estabilizada será avaliada por inspeção visual e comparada com a estética do material não estabilizado, sendo realizados também ensaios relativos à cor do material.

O principal objetivo desta dissertação consiste na aplicação de uma técnica inovadora de ativação alcalina de cinzas volantes para o melhoramento de solos dirigida à construção em taipa. Nesta dissertação é desenvolvida e validada experimentalmente uma técnica de melhoramento de solos residuais graníticos de baixo impacte ambiental e aparentemente eficaz do ponto de vista mecânico. Como resultado espera-se que esta dissertação contribua decisivamente para a validação da técnica de melhoramento de solos locais acima referida aplicada à construção em taipa. Pretende-se ainda, com este estudo, contribuir de forma positiva para um maior conhecimento ao nível das construções em terra, mais concretamente no que diz respeito à construção em taipa.

## **1.2. Organização**

Para se poder conseguir atingir todos os objetivos mencionados no subcapítulo anterior, foi necessário orientar a presente dissertação de uma forma específica, apresentada nos parágrafos seguintes.

Este primeiro capítulo, “Introdução”, incorpora uma breve introdução ao tema estudado ao longo da dissertação e também os objetivos e motivação que orientam o desenvolvimento deste estudo. A forma como é estruturada a dissertação também é exposta no final do capítulo.



O Capítulo 2, “Construção em terra”, faz uma apresentação do estado atual dos conhecimentos acerca desta forma de construir, particularizando numa breve história da construção e num abrangente enquadramento mundial. Para além da principal temática desta dissertação, construção em taipa, são também abordadas outras técnicas construtivas de terra. Adicionalmente são feitas referências às vantagens e limitações da construção em terra terminando o capítulo com uma abordagem importante às dificuldades existentes para o uso deste tipo de construção bem como a solução adotada neste estudo para estabilização e melhoramento do solo para aumento de resistências mecânicas.

No Capítulo 3 primeiramente é realizada uma classificação do solo em estudo, desde o tipo de solo até à caracterização expedita do mesmo de forma a conhecer melhor o material de trabalho. São também abordados e comentados todos os resultados obtidos.

No Capítulos 4 e 5, “Taipa com solo natural” e “Taipa com solo estabilizado” respetivamente, procura-se responder aos objetivos referidos no Capítulo 1, através da execução de testes laboratoriais e respetivos resultados obtidos e posteriormente é avaliada a sua aptidão para construção em terra. Pormenorizando, estes capítulos iniciam-se com uma descrição de cada teste, seguido pela apresentação de resultados. Por fim, são apresentados comentários e discussões sobre os resultados obtidos.

No Capítulo 6, “Conclusões e trabalhos futuros”, são apontadas as principais conclusões constatadas ao longo desta dissertação permitindo assim avaliar a aplicação deste tipo de solo na construção em terra. São apresentados alguns trabalhos futuros na perspetiva de dar continuidade a esta temática.

## 2. CONSTRUÇÃO EM TERRA

*“Quando hoje escavo ou vejo escavar a terra, pô-la em monte ou ser comprimida em moldes a erigir paredes, não consigo deixar de sentir as minhas mãos em criança a fazer, agora em grande, o que antes sentia, com uma diferença enorme: o mar não vem ao fim do dia destruir o que se fez e que os castelos são apenas castelos”.*

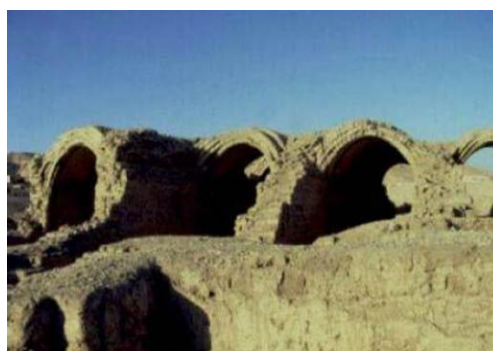
*Schreck (2005)*

De uma forma geral a palavra terra tem dois significados: é não só a designação de um planeta onde vivemos, como também a matéria do solo em que pisamos. A bivalência deste conceito poderá dar uma primeira pista acerca da essência da utilização da terra pelo Homem. O ser humano usa a terra para diversas situações sendo a principal a resposta eficaz às necessidades de abrigo e proteção condicionada pelas características do meio natural envolvente. “Recorrer à terra para construir, é assim para o Homem, aceitar e dar continuidade às cadeias genéticas de que descende ou com as quais vem partilhando este espaço que é o planeta Terra, desde os primórdios dos tempos” (Rocha, 2006).

Desde que o Homem aprendeu a construir há cerca de 10 000 anos, a terra é sem dúvida o material de construção mais utilizado no mundo (Houben & Guillaud, 2008). A terra é o material mais abundante, acessível e económico predominante no mundo. A gratuidade da terra, simplicidade de emprego e a sua inesgotabilidade são qualidades que importam tanto a países em vias de desenvolvimento, como a países desenvolvidos já que responde às incertezas das necessidades energéticas do planeta e do seu ambiente (Correia, 2006). Existem inúmeras construções em terra espalhadas por todo mundo, sendo que na Figura 2.1 apresentam-se apenas alguns exemplos, por forma a perceber a enorme importância desta forma de construir.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.1 – Construções em terra: (a) Castelo de Paderne (Fernandes, 2008) (b) Ramasseum (Fernandes, 2008) (c) Construção abandonada em Portugal (Pinho, 2001) (d) Cidade de Bam, Irão, depois do sismo de 2003 (Mascarenhas, 2006).

A construção de terra é um dos patrimónios mais diversificados e universais da humanidade, estando patente em quase todos os continentes. É também elucidativa da grande diversidade cultural dos povos e demonstrativa da sua versatilidade em termos de aplicação (Correia, 2006).

## 2.1. Enquadramento histórico e respetiva localização geográfica

A terra é certamente um dos materiais de construção mais antigos, facto comprovado por evidências arqueológicas que sugerem a existência de cidades milenares totalmente construídas em terra como Jericó (Israel), Çatal Huyuk (Turquia), Harappa (Paquistão), Akhlet-Aton (Egipto), Chan-Chan (Peru), Babilónia (actual Iraque) e Duheros (Espanha) (Lactoure et al, 2007).

A Figura 2.2 apresenta um trecho da Grande Muralha da China, que é atualmente classificada pela UNESCO como património mundial e constitui um bom exemplo do património edificado em terra, em que várias secções foram erguidas segundo a técnica da taipa.



Figura 2.2 – Secção em taipa da Grande Muralha da China na província de Ningxia (Jaquin et al, 2008).

Segundo Houben & Guillaud (2008) atualmente mais de um terço da humanidade reside em construções feitas em terra e nos países em desenvolvimento este número representa mais do que metade. Na Figura 2.3 pode-se verificar a predominância de construções de terra em todos os continentes.

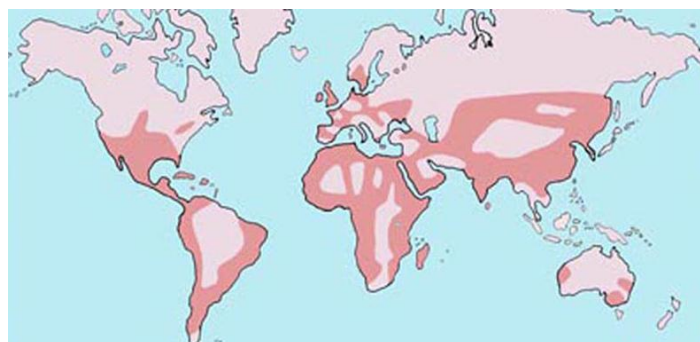
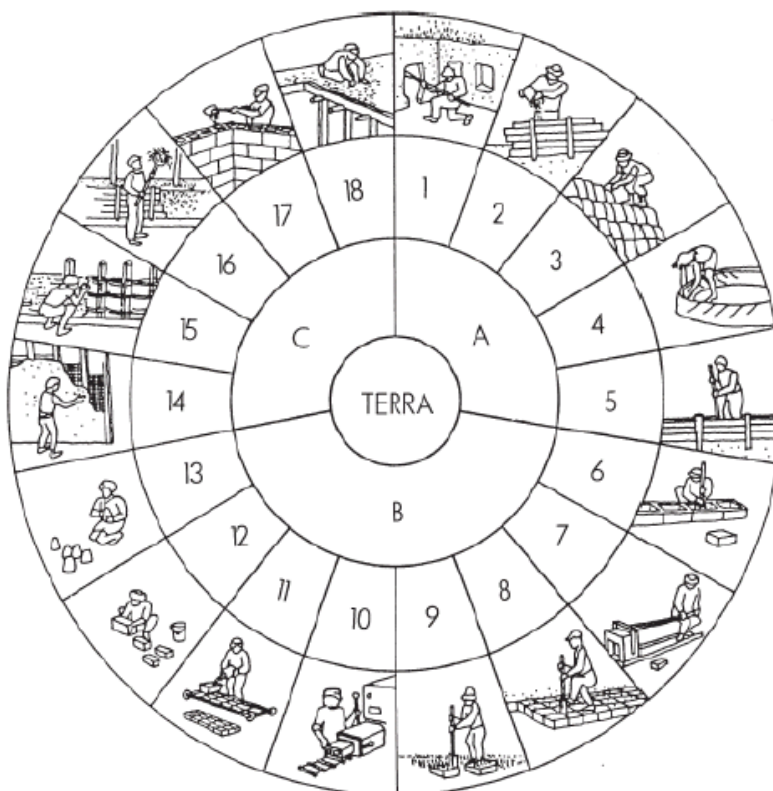


Figura 2.3 – Áreas de construção de terra do mundo (Auroville, s.d.).

## 2.2. Diferentes tipologias da construção em terra

As tradições de construção em terra são variadas, com inúmeras adaptações à qualidade da terra, à identidade das culturas e lugares e de acordo com as diferentes experiências.

A construção em terra pressupõe uma variedade de técnicas, desde as mais rudimentares até aos procedimentos mais sofisticados, mecanizados, industriais e automatizados (Mateus, 2004). Diferentes tipologias de construção em terra são mostradas na Figura 2.4:



A – Utilização da terra sob a forma monolítica e portante	B – Utilização da terra sob a forma de alvenaria portante	C – Utilização da terra como enchimento de uma estrutura de suporte
1 – Terra escavada 2 – Terra plástica 3 – Terra empilhada 4 – Terra modelada 5 – Terra prensada: taipa	6 – Blocos apilados 7 – Blocos prensados 8 – Blocos cortados 9 – Torrões de terra 10 – Terra extrudida 11 – Adobe mecânico 12 – Adobe manual 13 – Adobe moldado	14 – Terra de recobrimento 15 – Terra sobre engradado 16 – Terra palha 17 – Terra de enchimento 18 – Terra de cobertura

Figura 2.4 – Método de construção em terra (Houben & Guillaud, 1989).

O tipo de terra e o clima influenciam bastante o processo de construção o que leva a numerosas variações tecnológicas que dependem da localização da construção (Houben & Guillaud, 2008). Devido aos materiais disponíveis em cada região de Portugal, as técnicas tradicionais apresentam uma grande variedade, destacando-se as técnicas do adobe, da taipa e do tabique. Seguidamente faz-se uma análise pormenorizada destas técnicas.

- **Construção em taipa**

A taipa é uma técnica construtiva em que o solo é o material preponderante na construção e é realizada *in situ*. Para dar início à elevação das paredes é necessário que as cofragens, tipicamente designadas por taipais, já estejam realizadas como mostra a Figura 2.5. Posteriormente, a mistura é colocada em camadas de 20 cm dentro da cofragem e compactada (ver Figura 2.6). Após o enchimento total da cofragem, e antes desta ser desmontada, fazem-se ranhuras na superfície, com uma colher de pedreiro, de forma a que o bloco a sobrepor adira adequadamente. A Figura 2.7 mostra o conjunto de etapas a realizar em estaleiro até a obtenção de paredes de taipa.

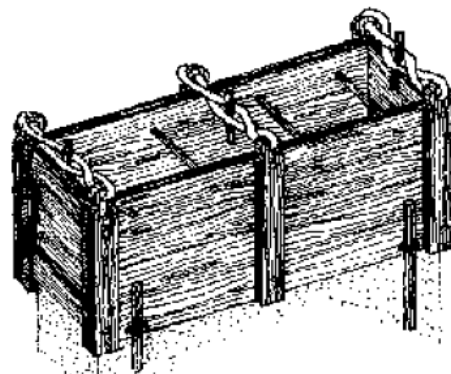


Figura 2.5 – Molde de cofragem (Bertagnin, 1999).

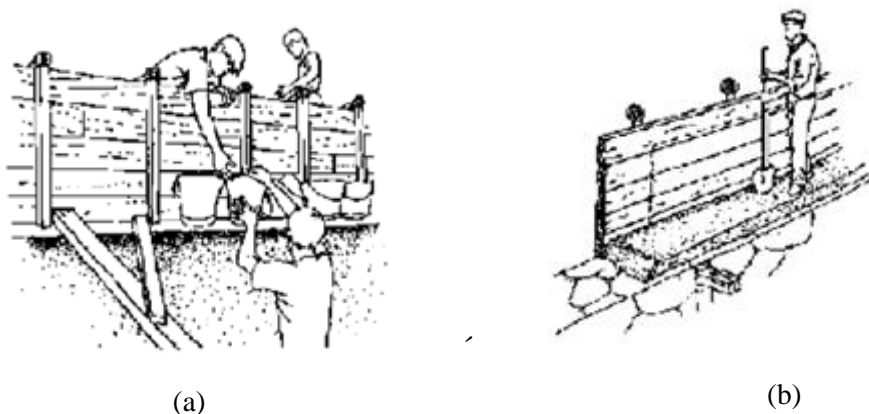


Figura 2.6 – Colocação da mistura dentro dos moldes; (b) compactação da mistura (Bertagnin, 1999).

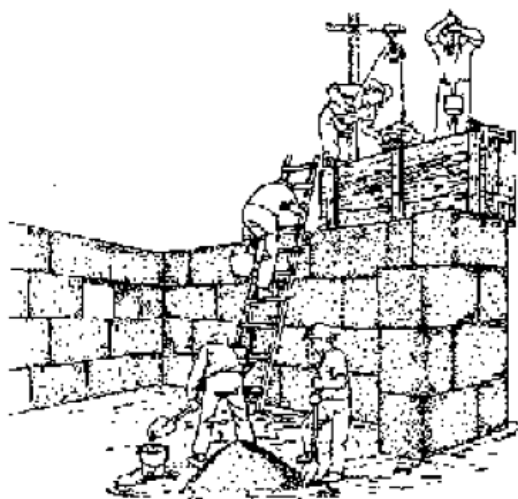


Figura 2.7 – Sequência de operações para construção em taipa (Bertagnin, 1999).

Para compactar as camadas de terra é possível recorrer a diversas ferramentas. Como foi possível ver na Figura 2.6b, a compactação dá-se de forma manual. A Figura 2.8 permite ver que, atualmente, a compactação do material dentro dos taipais é realizada mecanicamente utilizando ferramentas mais modernas (Minke, 2006).

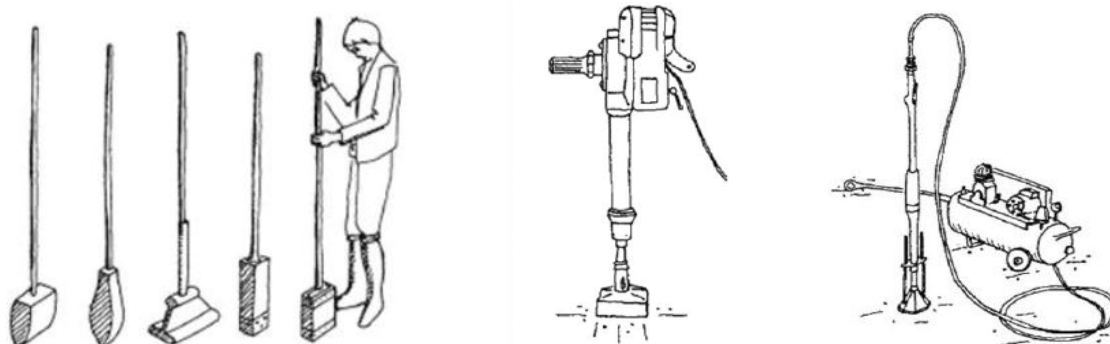


Figura 2.8 – Construção em taipa: (a) compactação manual; (b) compactador elétrico; (c) compactador pneumático (Minke, 2006).

Após a obtenção de terra é necessário proceder a uma separação de material para posteriormente desfazer a terra mais compactada, com recurso a água. É feita a montagem dos moldes necessários e de seguida despeja-se terra para o interior por camadas, de forma a que possa ser espalhada e compactada devidamente através de maços. Assim, repetindo o processo anterior, completa-se a construção de um taipal<sup>1</sup>. Uma vez concluído o taipal desmonta-se a cofragem e passa-se para o taipal seguinte repetindo o processo anteriormente descrito as vezes necessárias até obter-se todo o perímetro da construção. Uma nova fiada de

<sup>1</sup> Nome atribuído a bloco de terra.



taipais é sobreposta à anterior mas com juntas desencontradas de modo a garantir a estabilidade da estrutura, ou seja, um bom travamento, até atingir a altura pretendida. Na Figura 2.9 vê-se uma casa concluída tendo sido usado este processo de construção.



Figura 2.9 – Casa de taipa (Macedo, 2008).

Após a construção, as paredes de taipa necessitam de tempo para secar antes da proteção final (poder ser aplicada, por exemplo, um reboco de argamassa de terra). A duração do período de secagem é de difícil previsão mas é menor do que a alvenaria ou paredes de betão. Em condições ideais (circulação suficiente de ar e clima quente), a secagem dá-se em poucos dias (Minke, 2006).

- **Construção em adobe**

Adobe é um método construtivo em que são produzidos manualmente blocos (tijolos de barro ou blocos de terra) em que se coloca terra húmida em moldes e são secos ao sol. Podem ser utilizados diferentes tipos de moldes que são, normalmente, de madeira (Minke, 2006).

A produção do adobe passa pela preparação da área de produção, seguidamente a extração e preparação da terra e a preparação e trituração da palha. Após a preparação do material segue-se para a moldagem, secagem e armazenamento dos adobes, respetivamente (Faria et al, 2005).

A construção de uma parede estrutural de adobe dá-se após a execução da fundação e do piso térreo da habitação, e segundo Faria et al (2005), esta é realizada segundo as seguintes etapas:



- ✓ Limpeza da viga de fundação para realização da 1ª fiada;
- ✓ Execução de argamassa de terra (a mesma que foi utilizada na produção do adobe);
- ✓ Execução dos cantos no nível e esquadro;
- ✓ Execução da 1ª fiada levando-se em consideração as aberturas de portas;
- ✓ Execução das fiadas seguintes com junta amarrada e ferro cabelo (4,2 mm) nos cantos, para travamento das fiadas;
- ✓ Execução de impermeabilização na parede nos primeiros 0,30 m internos e externos.

Seguidamente, na Figura 2.10, apresenta-se um exemplo de uma construção em adobe.



Figura 2.10 – Teto de uma habitação Mauritânia (Fernandes, 2008).

- **Construção em tabique**

O tabique é outra técnica construtiva tradicional que usa a terra como material de construção. Como Gonçalves (2010) refere, a construção em tabique tem como base uma estrutura de madeira revestida por um material de revestimento/enchimento, onde por vezes pode ser constituída por carolos de espigas de milho ou palha como enchimento.

A construção em tabique assume-se como um processo construtivo misto, onde a madeira é o material que confere a capacidade resistente à estrutura e a terra é um elemento secundário, funcionando como revestimento e enchimento da estrutura. Assim, verifica-se a diferença entre o tabique e as outras duas técnicas tradicionais anteriormente referidas (adobe e taipa) (Carvalho, 2009).

Quanto a este tipo de construção, normalmente é constituída por paredes exteriores em alvenaria de pedra e por sua vez tetos e paredes interiores em tabique (Figura 2.11a). Mas, apesar disto, existem também algumas construções nas quais as paredes exteriores, normalmente de pisos superiores, são em tabique como é o caso da Figura 2.11b (Carvalho, 2009).



Figura 2.11 – Construção com paredes interiores e exteriores em tabique (Carvalho, 2009).

Correia et al (s.d.) afirma que o tabique é uma técnica normalmente utilizada em edifícios com vários pisos uma vez que é um material de baixo peso.

## 2.3. Vantagens e limitações

A construção em terra tem vindo a sofrer uma redução nos últimos tempos nos países desenvolvidos, mas não implica a desistência da mesma. A relevância e a insistência na construção em terra é importante devido às vantagens que esta proporciona. No entanto, esta construção apresenta também alguns pontos negativos que serão descritos na secção 2.3.2.

### 2.3.1. Vantagens

Segundo Minke (2006), apesar de a terra não ser considerada um material de construção normalizado na esmagadora maioria dos países desenvolvidos, existem diversas vantagens em construir em taipa quando se compara com a construção com materiais ditos modernos (betão, aço, alvenaria de tijolo, etc.). Seguidamente apresenta-se uma série de vantagens relativas à construção em terra.

- A capacidade de estabilização e de equilíbrio do ambiente interior, através da absorção ou libertação rápida da humidade, torna o ambiente mais saudável e constitui uma grande vantagem face aos outros materiais.
- A construção em terra acarreta boas condições térmicas das paredes, o que lhes permite armazenar eficazmente calor através de ganhos solares, reduzindo as necessidades energéticas de aquecimento.
- A elevada massa destas paredes também confere bom isolamento acústico;
- Elevada resistência ao fogo, uma vez que a taipa é um material incombustível, e também a elevada sustentabilidade, uma vez que a terra local pode, em geral, ser utilizada na construção sem ser necessário dispendir energia com o seu transporte ou processamento.
- A terra da taipa é reutilizável ou pode ser devolvida à natureza sem necessidade de tratamento prévio;
- Relativamente ao processo construtivo pode-se dizer que é simples não requerendo mão-de-obra especializada, podendo ser executado por qualquer pessoa com recurso a ferramentas simples.

### **2.3.2. Limitações**

Contudo, para além da falta de regulamentação adequada, existem outras desvantagens associadas à construção em taipa (Minke, 2006), nomeadamente:

- As propriedades mecânicas são baixas (principalmente a resistência à tração) e apresenta comportamento frágil, o que confere a estas construções um mau comportamento a ações perpendiculares ao seu plano e um fraco desempenho sísmico, o que geralmente limita a altura dos edifícios a um ou dois pisos em zonas de perigosidade sísmica moderada.
- Apresenta elevada retração devido à perda de água por secagem, resultando em fendilhação e consequente diminuição da já baixa resistência do material.
- Existe também uma necessidade de manutenção mais frequente que a generalidade das construções modernas, sem a qual a construção degrada-se rapidamente.

## 2.4. Construção em terra em Portugal

Atualmente, a construção em terra parece ter caído em desuso, contudo, podem ainda observar-se diversos edifícios portugueses edificados desta forma, desde o litoral algarvio até ao vale do Sado, sendo várias as técnicas utilizadas.

Em Portugal, "A construção de edifícios em terra não era exclusivamente limitada a técnicas de construção. A construção também reflete aspetos sociais, económicos e culturais de cada comunidade e de cada área." (Rocha, 2005).

As principais técnicas tradicionais são a taipa, o adobe e o tabique. Através da Figura 2.12 pode-se observar a distribuição da construção com cada uma destas técnicas em Portugal. Pode-se dizer que a taipa existe com predominância do sul, o adobe na zona centro e o tabique no interior de Portugal. É de salientar, pela respetiva análise, a quase inexistência de construção em terra no Minho.

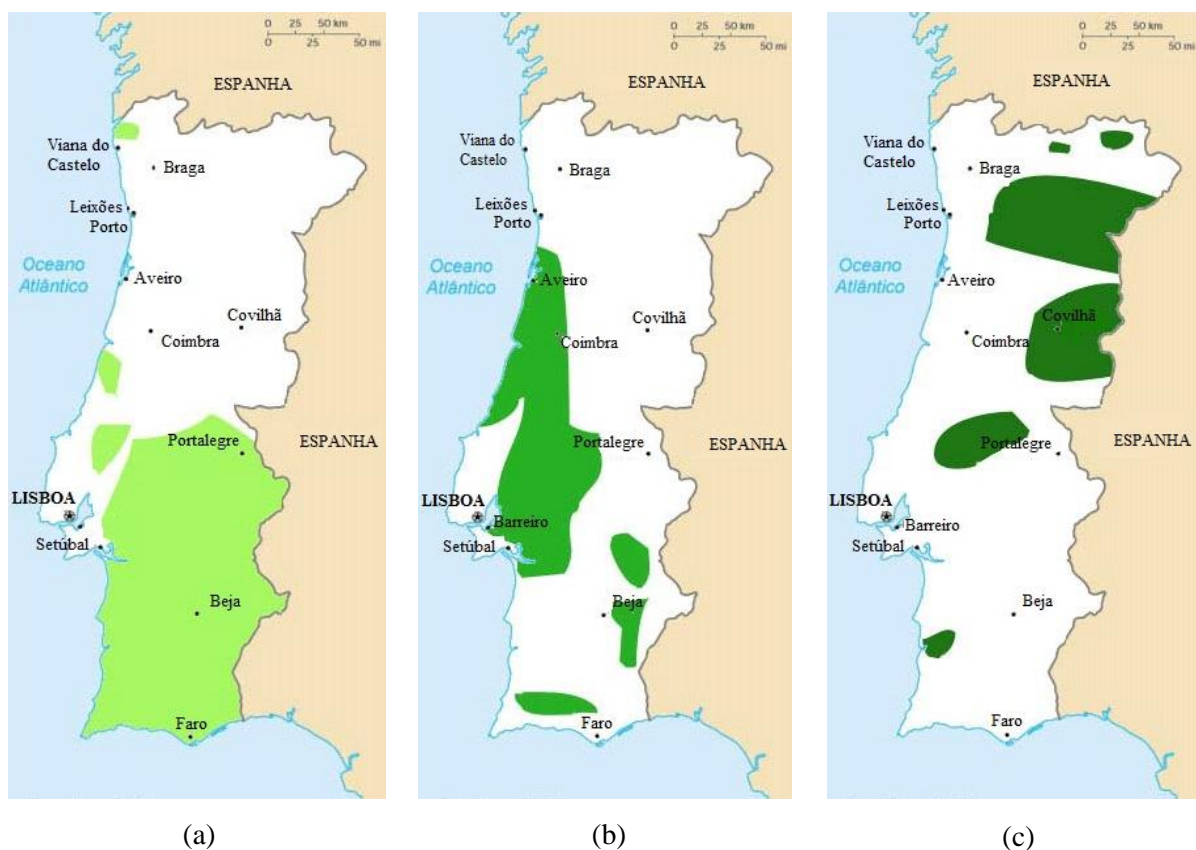


Figura 2.12 – Distribuição geográfica das técnicas tradicionais em Portugal: (a) Taipa (b) Adobe (c) Tabique (Fernandes & Correia, 2005).

### **2.4.1. Fatores condicionantes à construção**

A construção em terra é condicionada tendo por base diversos fatores. Desses destacam-se o clima e os de ordem económico-social (Carvalho, 2009). É de salientar a perigosidade sísmica como outro fator importante para a construção em terra, uma vez que determina em grande proporção a existência de estruturas onde a terra é o principal material construtivo. Seguidamente refere-se cada uma destes aspetos, de forma a ter-se uma noção de como são condicionantes.

- **Clima**

O clima é um fator bastante determinante da possível construção em terra num determinado lugar. O estudo do clima numa dada região pressupõe a avaliação de vários parâmetros como a temperatura, o vento, a chuva, a humidade e a pressão atmosférica. Estas características vão determinar também a durabilidade de uma construção em terra. Assim, é possível dizer que as regiões que apresentam humidade relativa e precipitação reduzidas são as mais propícias para a construção em terra. As regiões interiores, como o Alentejo e parte de Trás-os-Montes e Alto Douro, são aquelas que apresentam climas que melhor se enquadram com as características referidas anteriormente (Colaço-do-Rosário).

Nos mapas apresentados Figura 2.13 pode-se observar as diferentes regiões acima referidas ao nível da temperatura e da precipitação, comprovando o que foi aferido acerca do fator clima.

A análise espacial de 1961/90 mostra a temperatura média anual a variar entre cerca de 7°C nas terras altas do interior norte e centro e cerca de 18°C no litoral sul. Com base nos mesmos dados mostra-se que a precipitação média anual tem os valores mais altos no Minho e Douro Litoral e os valores mais baixos no interior do Baixo Alentejo (Instituto de meteorologia, Portugal).

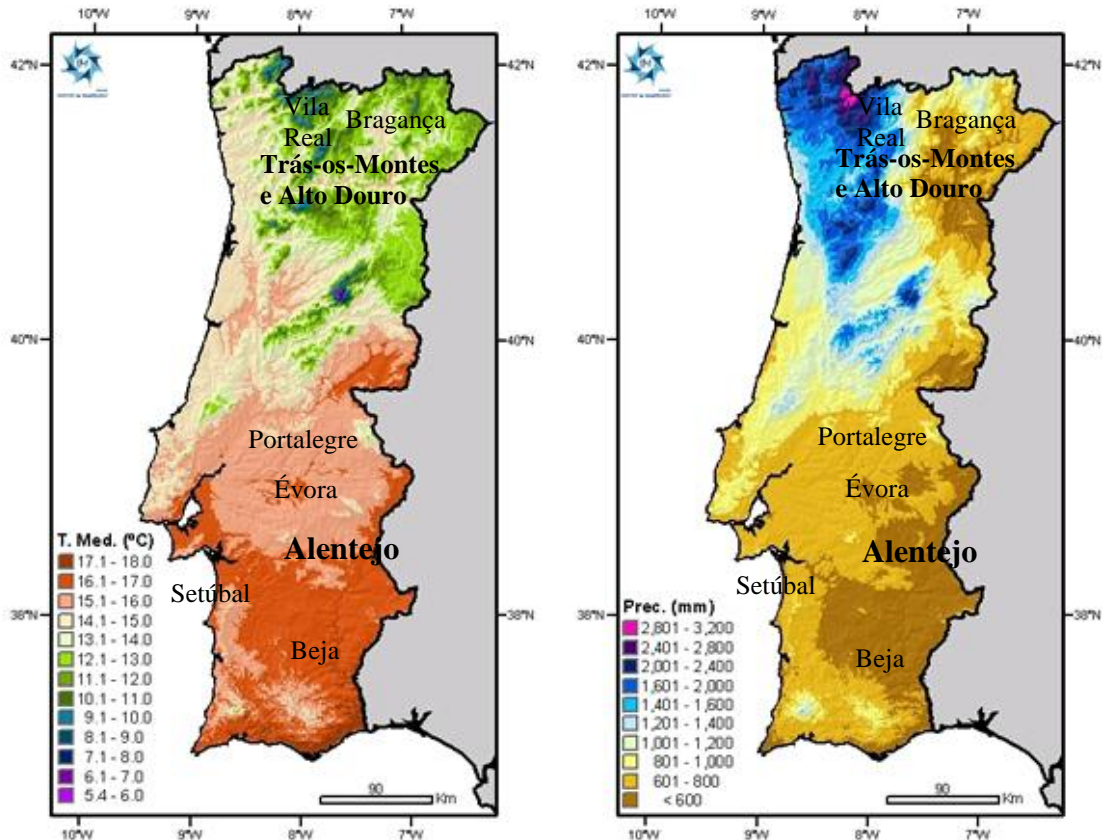


Figura 2.13 – Valores de temperatura média anual e valores de precipitação acumulada anual (Adaptado do Instituto de meteorologia, Portugal).

### • Disponibilidade económica

As regras de mercado na Europa tornam o acesso aos materiais de construção ditos correntes relativamente simples e barato sendo o maior peso em termos de custos precisamente a mão-de-obra (Lourenço, 2005). Atualmente, apesar de não ter sido realizado um estudo económico neste trabalho, os valores de gastos obtidos para a construção em terra são inferiores comparativamente, por exemplo, à construção em betão. Mas, Lourenço (2005) revela a existência de uma diferença de preponderância dos custos de mão-de-obra e materiais, para as paredes em terra crua e para as paredes em tijolo furado, visto que no primeiro tipo de construção a grande fatia de custo é relativa à mão-de-obra.

Carvalho (2009) refere que este método construtivo é favorável em termos económicos, tendo em vista a utilização de técnicas tradicionais construtivas rudimentares não necessitando de mão-de-obra muito especializada. Salienta-se a importância da ausência de custos de

transporte do material, comparativamente a outros materiais de construção, uma vez que o material existe normalmente no local de construção.

- **Perigosidade sísmica**

É necessário haver uma preocupação quanto à perigosidade sísmica da região, pois a ocorrência deste fenómeno pode causar variados danos. A elevada vulnerabilidade sísmica é uma das grandes deficiências da construção em terra. Contudo, é nas zonas de moderado ou elevado risco sísmico que se encontram estas construções com maior frequência (Blondet et al, 2003) como se pode analisar na Figura 2.14. Assim, este fator leva a que a construção em terra como solução estrutural tenha vindo a diminuir.

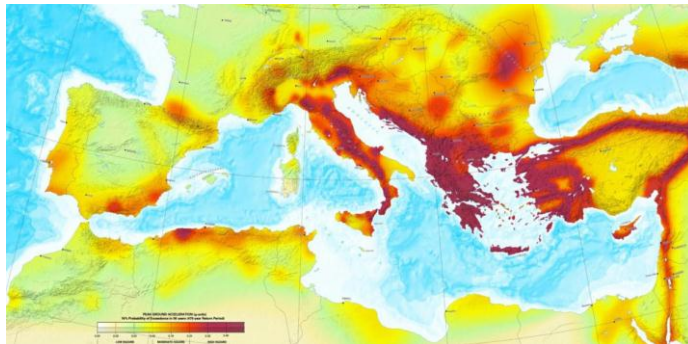


Figura 2.14 – Distribuição geográfica europeia da construção em terra relativamente à perigosidade sísmica.

De uma forma mais particular, pretende-se analisar o risco sísmico em Portugal. Para tal, recorre-se a mapas de perigosidade sísmica. A Figura 2.15 ilustra a perigosidade sísmica em Portugal continental para cada um dos sismos tipo considerados no Eurocódigo 8.

Uma vez que para este trabalho o Minho é a região de interesse, e fazendo uma análise aos mapas apresentados, verifica-se que esta se encontra numa zona de baixa perigosidade sísmica.



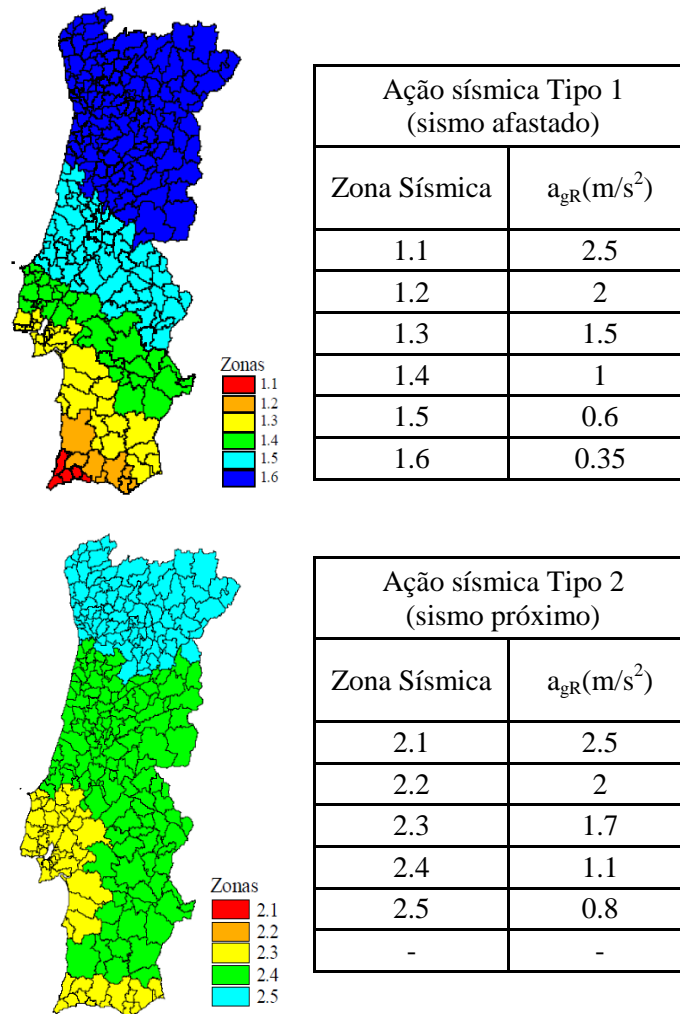


Figura 2.15 – Perigosidade sísmica (adaptado de NP EN 1998-1, 2010).

De acordo com Viana Da Fonseca (1996), os solos típicos do norte de Portugal são solos residuais de rochas graníticas. As rochas são intemperizadas devido a duas razões principais: i) altas precipitações que tornam possível a solubilidade e hidrólise de minerais e ii) temperatura que influencia a velocidade das reações químicas. Em geral, as características naturais do solo do norte de Portugal traduzem-se geralmente por distribuição de tamanho de grãos uniforme e índices de plasticidade muito baixo. A estrutura natural do solo mais frequente é “floculado”. As cores típicas do solo são cinza, branco e rosa. O solo do norte de Portugal é composto principalmente por silicatos em mais de 65%. Os componentes principais são o quartzo, que não é afetado por processos de intemperismo, feldspatos, que são transformadas em caulinite, e mica. Atualmente o Minho apresenta solo granito residual apto para construção em terra desde que seja estabilizado (Escobar, 2011).

Na realidade, a estabilização da terra para a utilização como material de construção é uma prática de longa data, mesmo na arquitetura tradicional. Esta estabilização pressupõe a



obtenção de um comportamento mecânico melhor, uma melhor coesão, uma redução de porosidade e variações de volume, melhorar a resistência à erosão do vento e da chuva e também reduzir a abrasão da superfície e impermeabilizar (Lourenço et al, 2002).

#### **2.4.2. Estudos realizados**

Segundo Houben & Guillaud (2008) é necessário, antes do uso de qualquer tipo de solo como material para construção, avaliar todas as suas características, sendo preponderante efetuar estudos para obtenção das mesmas.

No Minho, uma vez que existe em grande abundância de matéria-prima e a perigosidade sísmica é baixa, a técnica da taipa assume-se como uma solução sustentável, apesar de serem poucas ou nenhuma as construções que tenham recorrido a este tipo de técnica. O mais frequente, para a região do Minho, são habitações que recorrem a técnicas como a alvenaria de pedra (Escobar, 2011).

Atualmente existem estudos (Escobar, 2011) já realizados respeitantes ao solo do Minho, onde foram determinadas diversas propriedades, de forma a avaliar a qualidade do solo para construção. Assim, foram realizados testes empíricos e laboratoriais para comparar as principais propriedades do solo e definir a sua adequação na construção. Uma vez obtidos os resultados foram feitas comparações relativamente aos requisitos mínimos determinados por diferentes pressupostos. Neste sentido, Escobar (2011) conclui que os solos de granito residual típicos do norte de Portugal são adequados para serem usados como material de construção, no entanto, o solo precisa de algum tipo de estabilização, a fim de aumentar as suas propriedades mecânicas por forma a satisfazer os requisitos de construção.

### **2.5. Estabilização do solo**

O solo natural é um material bastante complexo com características específicas. Por vezes são estas características que não permitem o uso do solo como material de construção, do ponto de vista geotécnico e mais concretamente geomecânico, visto não cumprir os requisitos necessários para ser usado como tal (Woodward, 2005). Quando o solo não é o adequado, é necessário tomar medidas de forma a obter uma solução, podendo optar-se por um de três caminhos: o primeiro diz respeito à aceitação do solo original ajustando o projeto de acordo

com as limitações do solo, a segunda solução é remover o solo substituindo por outro com as características pretendidas e por último, sendo por vezes o mais comum, alterar as propriedades do solo original com o objetivo de criar um material que satisfaça os requisitos do projeto, denominado de “solo estabilizado” [Mitchell, 1981; Charles, 2002)]. A estabilização referida na terceira solução deve ser utilizada apenas nos casos em que se pretende melhores características.

A taipa corrente é executada com um só tipo de terra que pode ou não ser estabilizada. Caso a taipa seja estabilizada quimicamente, a terra é alvo de adição de pequenas quantidades de produtos químicos, nomeadamente ligantes como cal, cimento ou betume. Para obter uma melhor escolha sobre o ligante a utilizar na estabilização, apresenta-se na Tabela 2.1 onde para cada tipo de solo um ligante pode ser aplicado.

Tabela 2.1 – Estabilização dos materiais de acordo com UCSC classificação do solo (Houben & Guillaud, 2008).

UCSC classificação do solo		Cimento	Cal	Betume
<b>Solos granulares</b>	GW	×		
	GP	×		
	GM	×	×	
	GC	×	×	
	SW	×		×
	SP	×		×
	SM	×		×
	SC	×		×
<b>Solos finos</b>	CL	×	×	
	ML	×		
	OL	×		
	CH	×	×	
	MH	×		
	OH	×		

G: gravilha; S: areia; M: silte; C: argila; H: alta plasticidade; L: baixa plasticidade; O: orgânico; W: bem classificado; P: mal classificado.

De acordo com a tabela anterior, o cimento é o ligante que melhor se aplica a qualquer tipo de solo. Contudo algumas características menos favoráveis são obtidas com a utilização deste material. A estabilização com cal é utilizada para material com alto teor em argila, sendo esta

aplicada também a outros materiais não referentes na tabela. No entanto o betume utilizado na estabilização é aplicado para solos granulares arenosos, como se pode observar na Tabela 2.1. Cristelo et al (2012) afirma, segundo outros autores que, para a construção em terra com solos da região Norte de Portugal, que na sua maioria são residuais graníticos com percentagens de argila inferiores a 10%, o solo deve ser estabilizado com ligantes apropriado neste caso cal. Devido aos problemas consequentes da utilização de cada ligante apresentado, estudos têm sido realizados de forma a introduzir novos ligantes, como é o caso da aplicação de cinzas volantes.

Para o estudo em questão, a abordagem consiste da alteração das propriedades do solo, visto que a resistência do mesmo não corresponde à resistência estipulada pelos requisitos (Escobar, 2011) . A aplicação correta de qualquer técnica de melhoramento do solo dependerá sempre da especificação clara das propriedades que precisam de ser melhoradas (Charles, 2002).

No sentido de melhorar as características do solo, a Universidade do Minho em parceria com a Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro realizou um estudo que assenta sobre a aplicação de ativação alcalina de cinzas volantes para estabilizar o solo granítico residual da região do Minho. Este trabalho avaliará a quantidade de cinzas volantes aplicadas no solo de forma a poder usar como material de construção com as suas propriedades adequadas, ou seja, aumentar a resistência mecânica e durabilidade do material.

Assim, este trabalho assenta na utilização de ativação alcalina de cinzas volantes, que será fundamentada na subsecção seguinte, para melhoria das propriedades mecânicas do solo.

### **2.5.1. Princípios base da ativação alcalina**

Genericamente, a ativação alcalina é uma reação de hidratação de alumino-silicatos com substâncias do tipo alcalino ou alcalino-terroso, nomeadamente hidróxidos, sais de ácidos fracos, sais de ácidos fortes ou sais de silicatos. Kumar et. al (2007) afirmam que, a cinza volante é uma pozolana artificial, isto é, a cinza reage com cal para formar compostos cimentícios. O uso de cinzas volantes é cada vez mais comum sendo que, para além de melhorar as propriedades dos solos é um material bastante disponível uma vez que resulta da combustão de carvão, por exemplo a partir de centrais térmicas (Cristelo, 2009). Vários

autores afirmam que a ativação alcalina de cinzas volantes permite, para além do elevado desempenho mecânico, aumentar a durabilidade e estabilidade do material.

Cristelo (2009) refere que a ativação alcalina de cinzas volantes é um processo simples não envolvendo qualquer procedimento sofisticado ou caro ou mesmo qualquer técnica especializada ou perigosa. Afirmar também que, relativamente às condições de cura, estas não são exigentes, independentemente da temperatura ambiente ou estruturas enterradas em solo molhado. Estas afirmações têm como base um estudo da aplicação de ativação alcalina de cinzas volantes na utilização do processo de jet grouting, sendo que podem ser aplicadas para fins construtivos onde o material usado é terra.

De forma mais pormenorizada e de acordo com o trabalho em questão, no subcapítulo 5.1. será realizada uma breve descrição de todos os constituintes da mistura estabilizadora bem como as suas quantidades. Será também descrito o processo de obtenção da mistura para a adição ao solo natural.



### **3. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL**

A construção em terra assenta na existência de argila no solo, que resulta do processo de meteorização química de minerais como os feldspatos, logo as construções deste tipo são mais predominantes em zonas com solos ricos em argila. Verifica-se que a região do Minho possui um misto de rochas eruptivas plutónicas e formações sedimentares e metamórficas, com predominância para os granitos e os xistos.

Para analisar a possibilidade da utilização de solos residuais granitos típicos do Norte de Portugal em taipa, foi recolhido solo deste tipo na freguesia de Azurém concelho de Guimarães e sobre este foram realizados uma série de testes (ver Figura 3.1). De uma forma mais pormenorizada é possível referir que as amostras estudadas foram recolhidas de um talude existente no local.

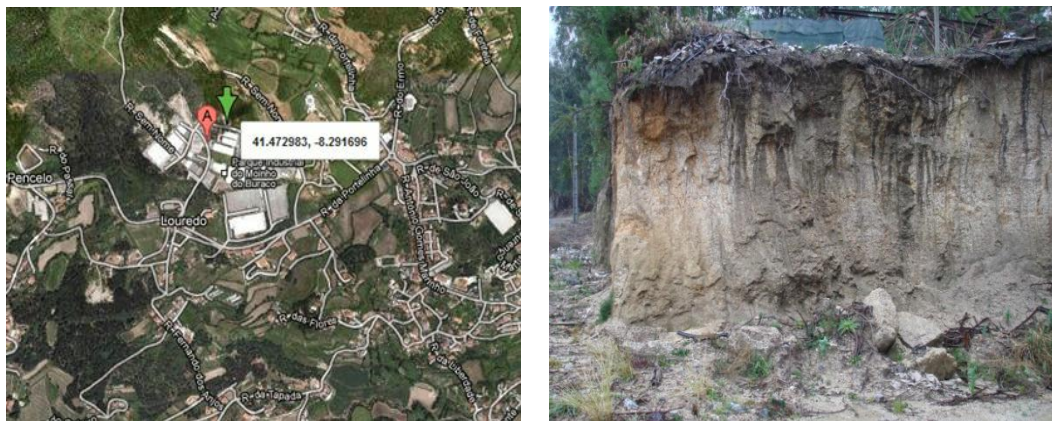


Figura 3.1 – Localização da recolha do solo em estudo.

### 3.1. Descrição do solo

Antes de fazer uso de um determinado solo para fins de engenharia, é necessário conhecer ao pormenor com que tipo de solo se está a trabalhar. Neste sentido, com base na classificação apresentada pela norma ASTM D2488 (2000), é possível descrever o solo em análise com base em inspeção visual e testes manuais. Para tal, o solo foi inicialmente esquartelado de modo a obter-se uma amostra representativa. Posteriormente, a amostra foi peneirada em quatro diferentes grupos, nomeadamente: grãos finos (partículas de diâmetro inferior a 0.075 mm), areia fina (diâmetro entre 0.075 e 0.06 mm), areia grossa (diâmetro entre 0.06 e 2mm) e cascalho (partículas de diâmetro superior a 2mm).

Relativamente à inspeção visual, indicam-se de seguida os parâmetros estudados e respetivos resultados:

Granulometria: Após ter uma amostra representativa de solo, este foi dividido em 4 frações distintas de acordo com o estabelecido na norma. O solo divide-se em: gravilha (retido no peneiro nº 4 (4,75mm); fração grosseira, passado no peneiro nº 4 (4,76mm) e retido no nº 10 (2mm); fração média, passado no peneiro nº 10 (2mm) e retido no peneiro nº 40 (0,425mm); finos, passado no peneiro nº 40 (0,425mm) e retido no peneiro nº 200 (0,074mm). Esta metodologia apresenta-se na Figura 3.2.

Após realizado todo o processo acima descrito, é possível observar as frações de solo presentes na Figura 3.3.

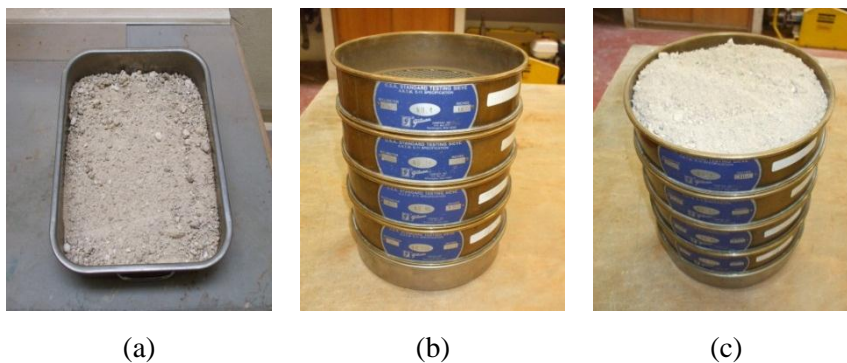


Figura 3.2 – Procedimento utilizado: (a) amostra de solo analisado; (b) peneiros utilizados; (c) peneiração da amostra.

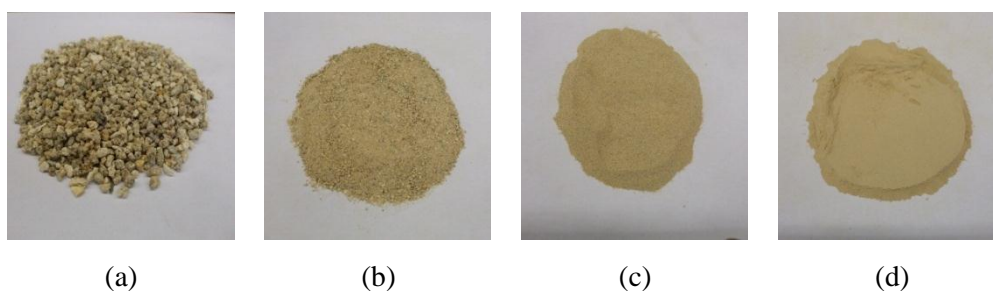


Figura 3.3 – Frações de solo distintas: (a) gravilha; (b) fração grosseira; (c) fração média; (d) finos.

**Angularidade:** classifica o material mais grosseiro em angular, subangular, arredondado ou subarredondado de acordo com os critérios da Tabela 3.1 e Figura 3.4. Esta inspeção é realizada tendo em conta somente aspetos visuais.

Tabela 3.1 – Critério de descrição do material grosseiro.

Angularidade	Descrição
<i>Angular</i>	Partículas com os bordos afiados e lados relativamente planos com superfícies polidas.
<i>Subangular</i>	Partículas com descrição semelhantes à angular, mas com bordos arredondados.
<i>Subarredondado</i>	Partículas com lados quase planos e com cantos e bordos bem arredondados.
<i>Arredondado</i>	Partículas com lados suavemente curvados e sem arestas.



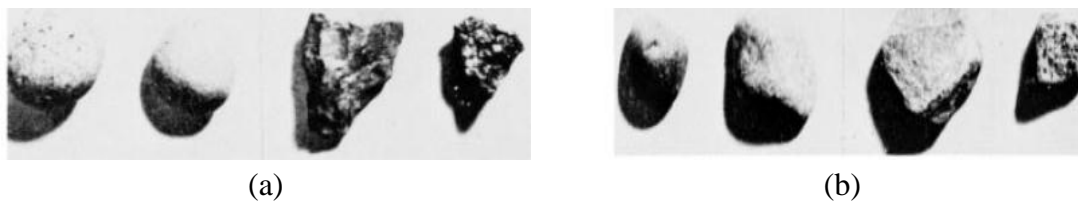


Figura 3.4 – Angularidade corrente: (a) arredondado e angular; (b) subarredondado e subangular

Assim, de acordo com o descrito acima, foi analisada uma fração de solo, sendo esta dividida por tamanho de partículas a fim de proceder à sua classificação. A Figura 3.3 mostra a distribuição de grãos de partículas definidos como cascalho, areia grossa, areia fina e partículas finas. Verifica-se que as partículas de maior dimensão são subangulares, podendo ainda dizer que as primeiras frações retidas (ver Figura 3.3a) podem ser classificadas como angulares.

**Forma:** Descreve a forma das partículas grosseiras classificando-as como plana, alongada ou plana e alongada em conformidade com os critérios apresentados na Figura 3.5. Assim, são avaliadas as seguintes dimensões: comprimento (C), largura (L) e espessura (E). Quando estes critérios não são cumpridos, a forma não deve ser mencionada.

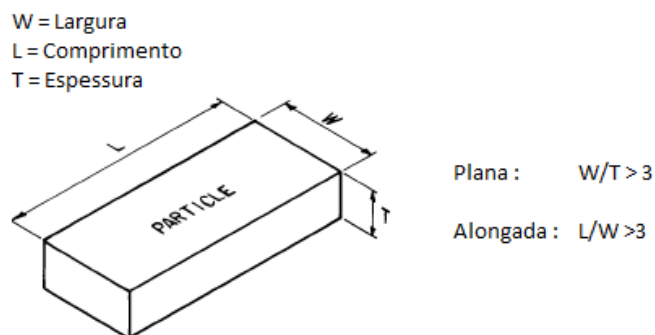


Figura 3.5 – Critérios para avaliação da forma das partículas.

Em seguimento do que foi referido e posteriormente à análise do solo de acordo com as dimensões requeridas, abstém-se de qualquer comentário acerca da sua forma, uma vez que não são cumpridos os requisitos mencionados na Figura 3.5.

**Cor:** a cor é uma propriedade importante na identificação de solos e será analisada de acordo com a norma ASTM D2488 (2000), onde diz que a amostra de solo em estudo deve estar em condições naturais para poder ser feita a análise à respetiva cor do solo. Por vezes, existem solos onde há predominância de uma vasta gama de cores em diferentes partículas constituintes do mesmo, as quais devem ser identificadas. Esta propriedade pode dar

informação acerca da presença de matéria orgânica ou de origem geológica. A cor deve ser analisada tendo por base a amostra húmida, caso contrário, deve ser feita referência a este aspeto.

Neste contexto, realizou-se uma análise a uma fração seca e uma outra húmida, exibidas na Figura 3.6, respetivamente. Verifica-se que a amostra seca apresenta uma cor bege, podendo ser observada uma pequena distinção entre partículas escuras e claras. No entanto, a amostra húmida apresenta uma cor mais escura, não havendo nenhuma distinção de cor entre partículas a “olho nu”. Numa análise geral o solo é moderadamente uniforme.

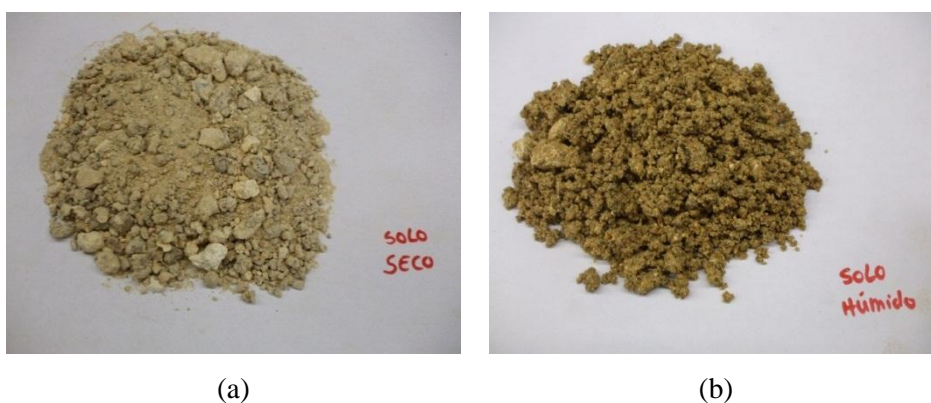


Figura 3.6 – Amostra de solo: (a) solo seco; (b) solo húmido.

Odor: Esta propriedade pode ser descrita como odor orgânico ou incomum. Os solos com quantidades significativas de material orgânico apresentam um odor característico de vegetação em decomposição. Esta propriedade é mais perceptível em amostras frescas. Quando as amostras são secas é possível, através de humedecimento e posterior aquecimento, não só obter o seu odor ativo como também visualizar outras propriedades químicas do solo.

Adotando a metodologia descrita acima, verifica-se que em condições secas o solo apresenta um odor de “pó” tipicamente odor de terra, enquanto em condições molhadas a amostra não apresenta qualquer tipo de odor. É de notar que não existe qualquer odor relacionado com a presença de matéria orgânica no solo.

Textura: A textura é classificada consoante a quantidade de finos presentes na amostra. Amostras com mais de 50% de finos denominam-se de granulometria fina, caso contrário assume-se como solos de granulometria grossa. Assim, pela análise do solo verifica-se que

existe uma percentagem de material fino menor que 50% sendo classificado como um solo de granulometria grossa.

### 3.2. Ensaios expeditos de caracterização do solo

Ao longo do tempo, com o desenvolvimento da construção em terra, foram também estabelecidas técnicas não laboratoriais de caracterização do solo. Neste sentido, surgem os testes expeditos que permitem avaliar determinadas propriedades de um solo. Estes testes são bastante úteis quando o trabalho é realizado *in situ* onde as ferramentas disponíveis são apenas as de uso diário, assumindo-se assim como testes rápidos. Os ensaios descritos e analisados no subcapítulo seguinte realizaram-se de acordo com o exposto por vários autores nas respetivas bibliografias: “HB 195 – The Australian earth building handbook” (2001), Houben & Guillaud (2008) e norma ASTM D2488 (2000). É de salientar que estes testes não são uma alternativa aos testes laboratoriais mas sim um complemento, por forma a obter um estudo mais rigoroso e completo. Para um estudo não rigoroso, apenas de conhecimento geral de um solo, por vezes apenas se realizam ensaios expeditos.

#### 3.2.1. Ensaio da resistência seca

O teste à resistência seca permite avaliar a coesão. A fração de solo usada neste ensaio foi previamente passada no peneiro de 0.425 mm. Inicialmente o solo foi preparado de modo a ter uma amostra suficiente para completar 5 moldes em forma de disco. A amostra pressupõe uma mistura de solo natural e água até um resultado húmido e em estado plástico. Seguidamente, depois de untar os moldes com um material viscoso, que permite a não colagem do material ao molde, preencheram-se todos os moldes com cerca de 4 cm de diâmetro e 1 cm de espessura, esperando depois pela secagem completa dos mesmos sob condições naturais. A Figura 3.7 demonstra a metodologia utilizada.



Figura 3.7 – Realização das amostras para ensaio de resistência seca.

Em condições completamente secas, os provetes em forma de disco foram retirados do moldes e partidos em duas metades com ajuda dos indicadores e polegares de ambas as mãos (ver Figura 3.8).



Figura 3.8 – Realização do ensaio de resistência seca.

O esforço necessário para partir as amostras pode ser interpretado da seguinte forma (Houben & Guillaud, 2008):

- Elevada Resistência Seca: O disco seco é muito difícil de partir. Quando acontece, parte com um estalido, como um biscoito seco. O solo não pode ser esmagado entre o indicador e o polegar, pode apenas ser desintegrado, sem ser reduzido a pó – maioritariamente argila pura;
- Moderada Resistência Seca: O disco não é muito difícil de partir. Pode ser esmagado até pó entre o indicador e o polegar após um pequeno esforço – argila siltosa ou arenosa;
- Baixa Resistência Seca: O disco pode ser facilmente partido e pode ser reduzido a pó entre o indicador e o polegar sem qualquer dificuldade – argila ou areia fina, baixo conteúdo de argila.

Após ensaiados os cinco discos é possível estabelecer resultados de acordo com a escala acima apresentada. Em primeiro lugar é possível avaliar a facilidade com que os discos são partidos, sendo esta escala dividida em: muito fácil, fácil, moderada, difícil e muito difícil. Assim, verifica-se que os discos secos não são muito difíceis de partir. De acordo com Houben & Guillaud, apresentam uma baixa resistência seca e o solo em questão é composto por silte ou areia fina contendo também baixo teor em argila.

### 3.2.2. Ensaio da bola

O ensaio da bola foi realizado de acordo com a referência “HB 195 - The Australian earth building handbook” (Anexo 1.7) e tem como objetivo avaliar se a quantidade de água no solo

é apropriada para a respetiva compactação, isto é, obter um valor aproximado do teor em água ótimo. É um ensaio normalmente realizado no local da obra.

Uma mistura de solo com uma indeterminada quantidade de água foi preparada sendo executadas bolas de tamanho definido por uma mão. Estas foram deixadas cair de aproximadamente 1 m de distância em relação ao chão. O ensaio foi repetido até obter a quantidade de água necessária na bola, tendo em conta o seu estado após o impacto no chão. Na Figura 3.9 é possível observar o procedimento referido.



Figura 3.9 – Realização da mistura e da “bola” para realização do ensaio.

A interpretação dos resultados tem por base a forma em que se encontra a bola após a queda, isto é:

- Se a bola cai e se fica desfeita em vários pedaços ou se desintegra totalmente, o teor em água é inferior ao ótimo, logo necessita de maior quantidade de água;
- Se a bola cai e mantém uma forma arredondada e achatada significa que o solo tem água em excesso, logo é necessário adicionar mais matéria seca;
- Se a bola cai e mantém uma forma arredondada de onde partes de solo se destacam, a quantidade de água presente é a ideal, encontrando assim o teor em água ótimo do solo, aproximadamente.

A Figura 3.10 apresenta os três exemplos acima descritos para o caso de solo em estudo. Depois da obtenção da bola com a quantidade de água ideal (ver Figura 3.10c), partes da bola foram recolhidas para cápsulas onde depois se procedeu à determinação do teor em água.

Após realização deste teste, obteve-se, para este solo, um teor em água ótimo no valor de 20,42%. Salienta-se a difícil obtenção da bola correta (com o teor em água ótimo) devido à baixa quantidade do teor de argila presente neste solo. Este valor obtido pode ter uma margem de erro significativa, tendo em conta que a bola poderia ter outro resultado dentro do



desejável, ou seja, era possível ter uma quantidade diferente de água e ter o mesmo resultado pretendido.

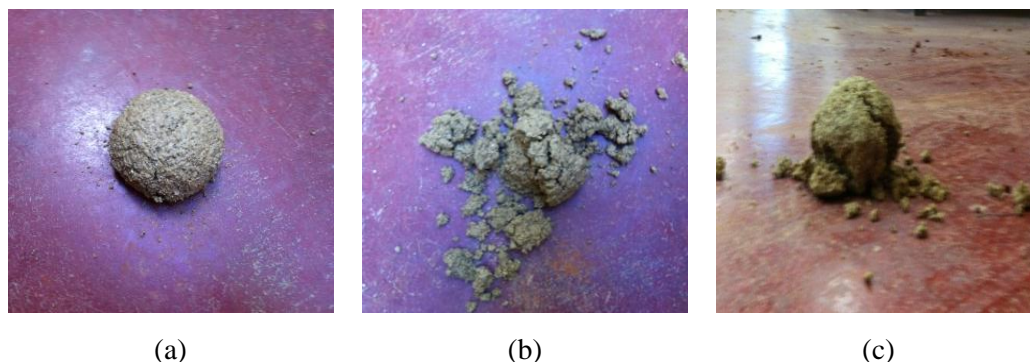


Figura 3.10 – Resultados obtidos: (a) excesso de água; (b) défice de água; (c) teor ótimo de água.

### 3.2.3. Ensaio do charuto

O ensaio presente é utilizado para determinar a constituição do solo e a sua adequabilidade para construção em terra. Foi misturada uma quantidade de solo com água de maneira a obter-se uma mistura húmida. É conveniente que esta seja pouco pegajosa de modo a permitir fazer um charuto com 15 cm de comprimento e 20 mm de diâmetro. Posteriormente, o charuto foi colocado entre o indicador e o polegar que permitiram achatá-lo formando uma fita com cerca de 4 a 6 cm de espessura. O achatamento do charuto levará a uma quebra do mesmo que permitirá medir o comprimento final da fita até à quebra.

A norma “HB 195-2002 The Australian earth building handbook” (Anexo 1.3) estabelece uma interpretação de resultados tendo por base o comprimento da parte partida do charuto. Esta dimensão dá indicação da constituição do respetivo solo, isto é, permite ter uma ideia em relação às quantidades de argila, silte e areia. Com isto, tem-se:

- < 40 mm : solo contém argila insuficiente para adobe mas pode ser adequado para construção em taipa;
- 40 mm – 80 mm : solo contém pouca ou moderada quantidade de argila. Adequado para construção em taipa;
- 60 mm – 120 mm : solo adequado para adobe;
- > 150 mm : geralmente desadequado para construção em terra.

Este teste não foi possível realizar visto que o solo em estudo não o permite independentemente da quantidade de água utilizada na mistura. Este resultado deriva do baixo

teor em argila presente no solo. No entanto, apesar de saber desta carência não é possível concluir acerca da adequação do solo, com base apenas neste teste. Mostra-se na Figura 3.11, uma das tentativas falhadas da formação do charuto.



Figura 3.11 – Realização do ensaio: (a) tentativa de realização do charuto; (b) resultado obtido.

#### 3.2.4. Ensaio da sedimentação

O teste da sedimentação é uma abordagem simplificada para determinar as proporções das frações de argila, silte, areia e gravilha por processo de sedimentação. Este foi realizado de acordo com o descrito na norma “HB 195-2002 The Australian earth building handbook” (Anexo A1.5).

Foi usado um frasco transparente, com aproximadamente 500 ml, para observar a sedimentação obtida, bem como as alturas das diferentes camadas. Começou-se por preencher um quarto da capacidade do frasco com solo seco e o restante com água. Seguidamente, o frasco foi fechado e deixado em repouso até ter uma amostra saturada. Após penetração completa da água no solo agitou-se o frasco durante 1 ou 2 minutos. Este foi deixado em repouso durante 1 hora e depois volta a ser agitado durante 1 minuto. O frasco foi então colocado sob uma superfície plana, não exposto diretamente a luz solar. Cerca de 45 a 60 minutos depois já houve possibilidade de observar a distinção de partículas na base do frasco, nomeadamente de gravilha, partículas finas e lodo. Passadas 24 horas, pode-se observar não só as partículas anteriormente referidas, bem como o silte e argila na suspensão. Com isto, foi possível determinar a altura de cada camada pela seguinte ordem: silte/argila, areia e gravilha, dispostas da face superior do frasco até à face inferior. A Figura 3.12 apresenta o procedimento tido até à obtenção das alturas das diferentes camadas.



Figura 3.12 – Realização do ensaio da sedimentação.

Assim, após realizado o ensaio, obtêm-se os resultados apresentados na Figura 3.13, relativo às proporções de silte, argila, areia e gravilha. É de salientar o facto de terem sido efetuadas três medições para cada camada de solo, e posteriormente determinada a sua média de forma a ter um valor mais rigoroso.



Figura 3.13 – Resultados obtidos para ensaio de sedimentação.

Perante os resultados apresentados na Figura 3.13 e uma vez que foi impossível distinguir a olho nu a camada de silte e argila separadamente, estas frações foram consideradas como uma só camada. Os valores conseguidos são apresentados na Tabela 3.2, bem como uma proporção média. De acordo com os valores obtidos, o solo em estudo pode ser considerado como granulado uma vez que a percentagem de areia e gravilha é consideravelmente superior à percentagem de silte e argila.

Tabela 3.2 – Resultados obtidos para o ensaio de sedimentação.

Solo	Fração	Altura (mm)			Proporção média (mm)
		1 minuto	45 minutos	1 dia	
Residual granítico	Argila/Silte	8	10	8	18%
	Areia	23	23	21	47%
	Gravilha	19	16	16	35%



### 3.2.5. Análise e discussão de resultados

Neste subcapítulo são apresentados todos os resultados obtidos em relação à caracterização do material em estudo através dos ensaios expeditos. Neste contexto a Tabela 3.3 apresenta um resumo de todas as características e ainda algumas análises e comentários aferidos em relação à mesma.

Tabela 3.3 – Resumo das características do material.

Ensaio expedito	Avaliação	Resultado
Resistência seca	Composição do material	Baixo teor em argila
Bola	Teor em água ótimo (%)	20.42
Charuto	Adequação na construção	Não conclusivo
Sedimentação	Proporções de Argila/Silte	18
	Areia	47
	Gravilha	35

Escobar (2011) fez um estudo para um solo do mesmo tipo (residual granítico) sendo apenas diferente o seu local de extração. Verifica-se, em jeito de comparação, que os resultados obtidos não diferem muito dos obtidos para este solo, podendo-se dizer que os solos apresentam sensivelmente as mesmas características, com variações insignificantes. Relativamente à composição do solo, ambos apresentam porções semelhantes, sendo a areia a maior para os dois solos. Quanto ao odor e textura do solo, ambos apresentam as mesmas características, apresentando-se como materiais de odor não orgânico e classificados como solos grosseiros.

A obtenção de baixo teor em argila no ensaio da resistência seca induz a uma baixa resistência. Pode-se dizer que, para a construção em terra, a argila é um elo de ligação das partículas que permite melhorar as características mecânicas do material.

A quantidade de água adicionada à mistura varia com o tipo de solo, sendo que quanto maior a quantidade de argila presente maior a necessidade de água. Neste caso, devido à baixa percentagem de porção de argila, seria de esperar pouca quantidade de água a utilizar, assumindo então que 20.42% será a quantidade de água a utilizar. Posteriormente será realizado um ensaio de compactação Proctor que permitirá obter resultados mais exatos em relação ao teor em água.

O ensaio do charuto é aquele que permite ver a melhor semelhança entre o solo estudado neste trabalho e o solo estudado por Escobar (2011). Em ambos os casos nota-se a impossibilidade de execução do charuto devido à baixa quantidade de argila já referida, não havendo a coesão necessária para os solos.

Um dado solo pode ser utilizado para construção desde que cumpra todos os parâmetros estipulados. O solo mais indicado para utilização em construção é aquele que possui 50 a 70% de areia. Para este caso verifica-se que o limite não é cumprido, no entanto a diferença não é muito significativa.

De uma forma geral, este solo pode ainda ser comparado com outros tipos de solo, como por exemplo o solo proveniente da região alentejana. Um estudo realizado por Martins (2011) revela que o solo alentejano usado para construção em taipa apresenta uma granulometria grossa bem como um conteúdo de argila elevado. Esta torna-se assim a principal diferença entre solos da região Norte e Sul de Portugal. Esta diferença também é bastante notória na realização do teste do charuto, feito para o solo alentejano comparativamente à impossibilidade de realização para o solo do Minho.



#### **4. TAIPA COM SOLO NO ESTADO NATURAL**

Para proceder à avaliação da aptidão do solo em questão para a construção em terra, foi necessário recorrer a ensaios laboratoriais que possibilitam uma caracterização quantitativa abrangente. Esta fase implica a recolha de informações de carácter quantitativo de uma série de ensaios, por forma a aprofundar o conhecimento sobre este material. Os ensaios laboratoriais assumem-se como mais precisos, no entanto, realizá-los requer recursos que nem sempre podem estar disponíveis. A execução dos ensaios permite a caracterização geotécnica do solo, bem como a avaliação da resistência mecânica e durabilidade da taipa.

Neste sentido, realizou-se os seguintes ensaios: análise granulométrica, limites de consistência, nomeadamente limite de liquidez e retração, avaliação das propriedades de compactação e determinação da densidade das partículas sólidas. Posteriormente a estes ensaios foram também realizados ensaios a nível mecânico, particularmente testes de compressão e flexão.

Ao longo deste capítulo serão descritos os ensaios realizados bem como os resultados obtidos, avaliações, comparações e por fim faz-se uma discussão acerca da aptidão do solo do Minho no seu estado natural para a construção em terra.

#### 4.1. Análise granulométrica

Este ensaio permite a determinação da quantidade de partículas por tamanho, presentes numa determinada amostra de solo, por forma a conhecer a textura específica do mesmo. Para tal, foram utilizados uma série de peneiros com diferentes tamanhos de aberturas (ver Figura 4.1). Importa salientar que a análise granulométrica foi realizada conforme a especificação LNEC E 196 (1966).



Figura 4.1 – Gama de peneiros ASTM utilizados.

- **Análise granulométrica da fração retida no peneiro de 2.00 mm (#10)**

Numa fase inicial procedeu-se ao esquarteramento do solo até obter-se uma amostra suficiente para o respetivo ensaio. Começou-se por peneirar a amostra até se obter o solo que ficou retido no peneiro #10, considerando este como um conjunto de grãos grossos composto por cascalho e areia, dependendo do diâmetro de cada partícula. Assim, a massa da fração retida em cada peneiro foi registada para mais tarde realizar um tratamento estatístico da informação recolhida.

- **Análise granulométrica da fração passada no peneiro de 2.00 mm (#10)**

Uma quantidade de solo passado no peneiro #10 foi devidamente esquarterado até se obter uma fração de aproximadamente 100 gr como indica a especificação, uma vez que se está perante um solo arenoso. Posteriormente adicionou-se 100 ml de solução antifloculante à amostra, por forma a existir uma melhor dispersão entre as partículas. Numa outra fase, misturou-se a solução num agitador elétrico durante um período de 15 minutos e seguidamente, com auxílio do peneiro de 0.074 mm (peneiro #200), procedeu-se à peneiração da amostra húmida transferindo todo material passado para uma proveta. Este processo teve um especial cuidado de forma a não perder qualquer resíduo da suspensão que poderá ter

ficado em algum dos materiais utilizados. Na Figura 4.2 pode-se ver o processo realizado até à obtenção do material passado no peneiro #200. É de referir que a fração retida no peneiro #200 foi obtida por meio de uma peneiração seca, com auxílio dos peneiros descritos nesta análise, tendo sido registadas as massas de fração retida em cada peneiro.



Figura 4.2 – Processo de obtenção do material passado no peneiro #200.

Assim, a Figura 4.3 exibe uma percentagem de cada fração de partículas retidas e passadas no peneiro #10.



Figura 4.3 – Frações de partículas: (a) fração de gravilha; (b) fração de areia.

- **Sedimentação**

Todo processo de peneiração referido na secção anterior permitiu separar as partículas grossas das finas. Contudo, foi necessário avaliar a quantidade de silte e o teor de argila presente neste solo, recorrendo ao ensaio de sedimentação (ver Figura 4.4). Este ensaio permite conhecer a quantidade de partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm e assim completar a informação referida anterior ao processo de sedimentação.

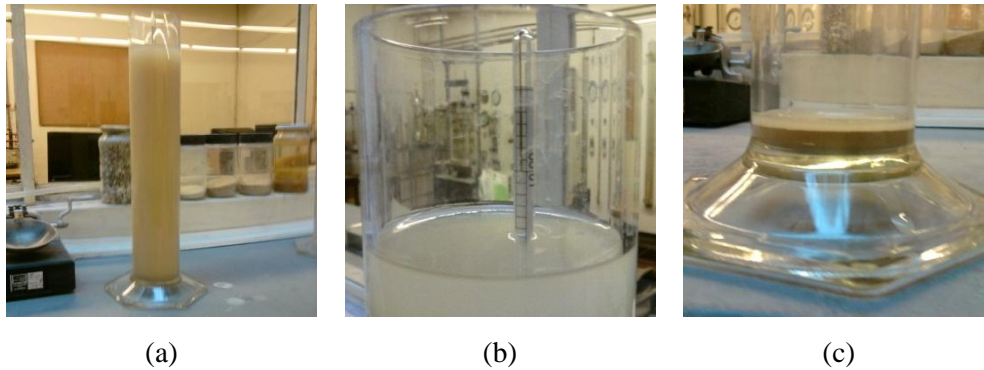


Figura 4.4 – Teste da sedimentação: (a) suspensão; (b) pormenor da medição da densidade da suspensão; (c) sedimentos retidos na proveta.

No final da execução de todas as tarefas previamente descritas, procedeu-se ao tratamento dos resultados. Assim, a Figura 4.5a representa a curva granulométrica antes da execução do processo de sedimentação e a Figura 4.5b após sedimentação.

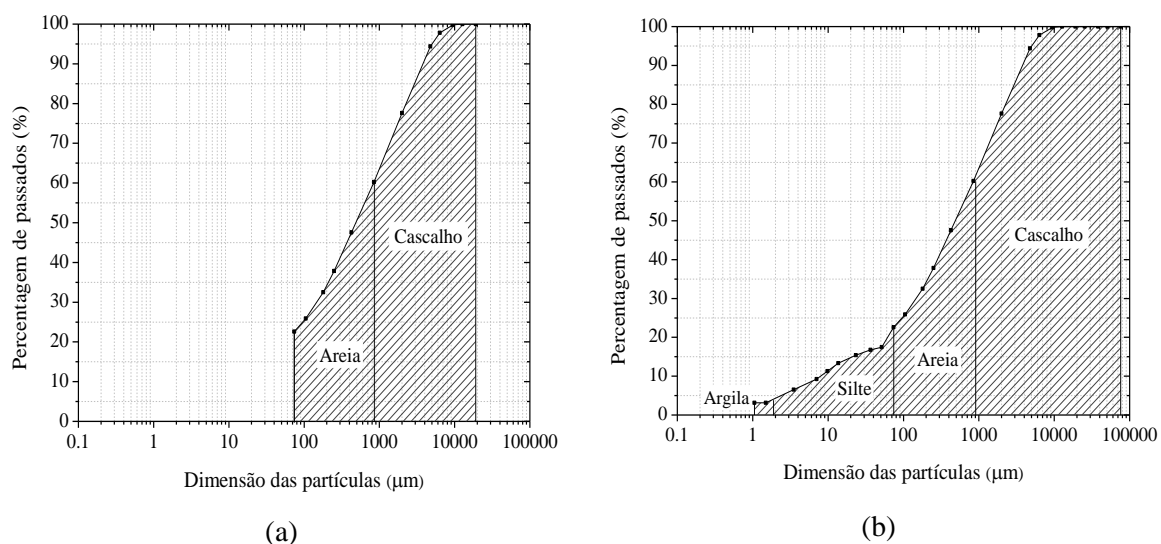


Figura 4.5 – Curva granulométrica: (a) antes do processo de sedimentação; (b) após processo de sedimentação.

Como foi referido ao longo desta secção, o ensaio presente permite determinar a distribuição do tamanho de partículas presente no solo em questão. Assim, para além de avaliar pormenorizadamente a curva granulométrica obtida foi também feita uma análise comparativa com outros fusos granulométricos propostos por outros autores, que permitem definir a adequabilidade de um solo para a construção em taipa. Deste modo, será feita primeiramente uma comparação da curva obtida com o fuso proposto por Viana da Fonseca (1996) que mostra uma curva típica de solos residuais do Norte de Portugal. Seguidamente será feita uma outra abordagem tendo em conta o critério proposto por Houben e Guillaud (1994) e MPOT

(1992), que indicam a adequabilidade do solo para construção em taipa. No entanto, apesar de serem suficientes as abordagens dos autores mencionados, foi analisada uma outra análise proposta pelo LNEC (1953) sendo que esta aplica-se à construção em adobe, podendo também ser utilizada para taipa. Na Figura 4.6 são apresentadas as abordagens dos diversos autores.

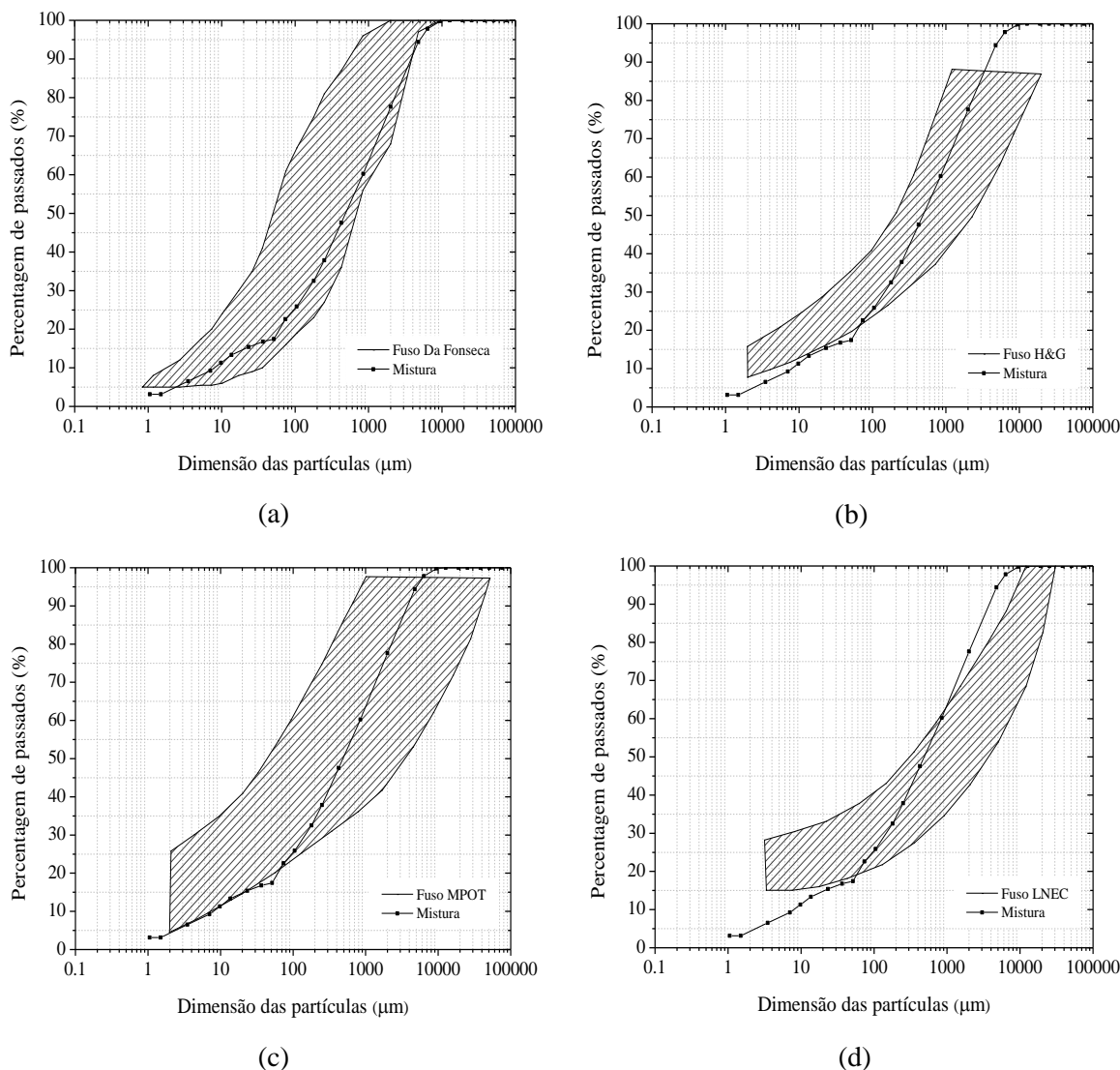


Figura 4.6 – Curva granulométrica do solo e adequabilidade para construção em terra: (a) fuso granulométrico proposto do Viana da Fonseca (1996); (b) fuso granulométrico proposto por Houben & Guillaud (1994); (c) fuso granulométrico proposto por MPOT (1992); (d) fuso granulométrico proposto por LNEC (1953).

Pela observação e análise das curvas acima expostas, pode-se concluir que este é um típico solo residual do Norte de Portugal referido por Viana da Fonseca (1996) como se mostra na Figura 4.6a. É de referir que o solo apresenta uma boa distribuição de grãos, estando presente os quatro tipos: cascalho, areia, silte e argila.



Quanto aos restantes fusos verifica-se que o ajuste dos mesmos é relativamente aceitável existindo maior desvio na fração fina do material apontando para a existência de finos insuficientes para a construção em terra.

A Tabela 4.1 apresenta de forma sucinta a percentagem de cada fração de partículas existente no solo, definidas de acordo com o proposto por Minke (2006) para construção em terra, onde as partículas com diâmetro inferior a  $2\mu\text{m}$  corresponde a argila, diâmetro entre  $2\mu\text{m}$  e  $60\mu\text{m}$  corresponde a silte, diâmetro entre  $60\mu\text{m}$  e  $2\text{mm}$  corresponde a areia e por fim diâmetro maior que  $2\text{mm}$  corresponde a gravilha.

Tabela 4.1 – Resultados obtidos para o ensaio de análise granulométrica.

Solo	Fração	Proporção de material (%)
Residual granítico	Argila	4
	Silte	14
	Areia	60
	Gravilha	22

Como foi referido anteriormente, é possível realizar uma análise comparativa entre os resultados obtidos nesta secção e o ensaio da sedimentação apresentado na secção 3.2.4. Analisando a Figura 4.7 e Tabela 4.2 verifica-se que os valores das quantidades de cada fração existente no solo são aproximados, no entanto podem ser retiradas algumas ilações desta comparação. Note-se, que a quantidade de silte e argila é a mesma nos dois tipos de ensaio, o que leva a confirmar os resultados obtidos pelo teste expedito, havendo uma maior presença de silte denotada através do ensaio laboratorial. Relativamente às restantes frações, a areia permanece como o material em maior abundância neste solo seguindo-se a gravilha. Existe também uma diferença significativa nas frações de areia e gravilha referente aos dois tipos de ensaio.

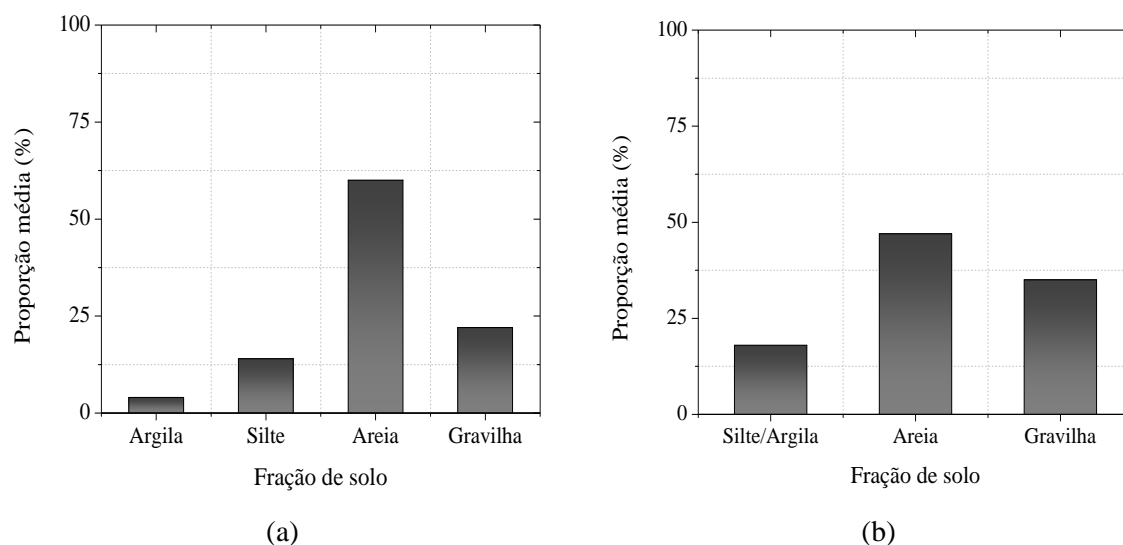


Figura 4.7 – Gráfico representativo das várias frações de solo: (a) ensaio laboratorial - análise granulométrica; (b) ensaio expedito - frasco.

Tabela 4.2 – Comparação entre ensaio expedito e ensaio laboratorial.

Solo	Fração	Ensaio laboratorial (%)	Ensaio expedito (%)
Residual granítico	Argila/Silte	18	18
	Areia	60	47
	Gravelha	22	35

## 4.2. Limites de consistência

O teste de limites de consistência permite avaliar a natureza de um solo, definindo os teores em água que limitam os possíveis estados (sólido, líquido ou plástico). Assim, foram determinados os limites de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e o limite de retração (LR).

É de salientar que o limite de liquidez e o limite de plasticidade foram realizados de acordo com a norma NP – 143 (1969), enquanto o limite de retração foi determinado de acordo com o descrito na norma ASTM D4943(1995). Seguidamente apresenta-se uma breve descrição acerca da realização de cada ensaio e os resultados obtidos após a realização do teste para este solo. Os ensaios foram realizados sobre o material que passa no peneiro nº 40 (0,425 mm).

#### 4.2.1. Limite de Liquidez

O limite de liquidez de uma amostra de solo corresponde ao teor em água referente à transição do estado plástico para estado líquido. Assume-se como o teor em água necessário (equivalente a 25 pancadas) para o qual os bordos interiores de um sulco aberto ao longo do comprimento de 1cm no respetivo provete se unem.

Primeiramente, foi preparada uma pasta consistente de material adicionando solo seco e água destilada. O provete de solo é colocado na concha de Casagrande onde é aberto um sulco cujas dimensões são normalizadas. Posteriormente regista-se o número de pancadas necessárias para que as duas metades do provete se unem e assim determinar o teor em água na zona do sulco. Todos os provetes foram realizados com diferentes quantidades de água. Como a norma indica foi necessário adequar a quantidade de água de forma a obter 2 ensaios com um número de pancadas inferior a 25, e novamente outros 2 ensaios com um número de pancadas superior ao mesmo valor. A Figura 4.8 representa todo o processo até à obtenção do limite de liquidez.

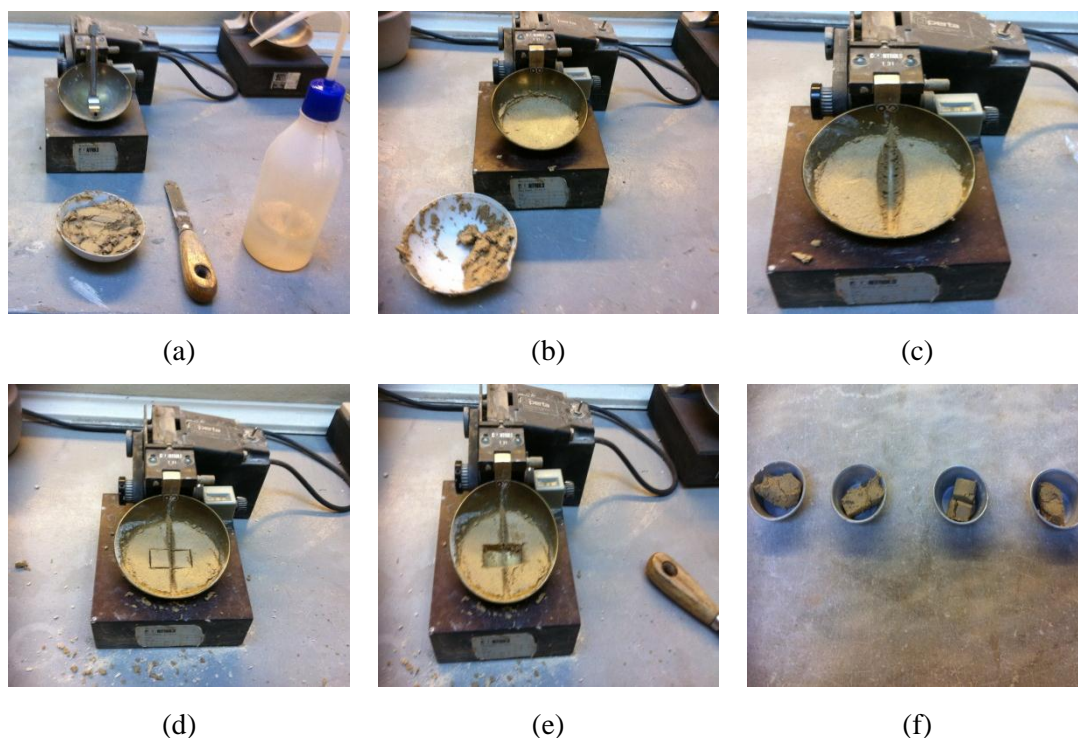


Figura 4.8 – Processo de realização do teste para limite de liquidez: (a) realização da pasta; (b) colocação na concha; (c) abertura do sulco; (d) e (e) extração da pasta na zona de sulco; (f) obtenção do limite de liquidez.

#### 4.2.2. Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade de uma amostra de solo corresponde ao teor em água referente à transição do estado plástico para o estado sólido. Este ensaio consiste em fazer rolar um provete (solo + água destilada) entre a palma da mão e uma placa de vidro cuidadosamente, de modo a formar um filamento cilíndrico. O limite de plasticidade corresponde ao teor em água obtido quando o filamento rompe para um diâmetro de 3 mm, aproximadamente. A Figura 4.9 mostra uma tentativa de realização do filamento sendo que se continuasse a rolar o do filamento, o mesmo se abria em duas partes ao longo do eixo (podendo observar o início da abertura) tornando o ensaio inválido.



Figura 4.9 – Filamento do ensaio para obtenção do limite de plasticidade.

#### 4.2.3. Limite de Retração

O limite de retração de uma amostra de solo corresponde à média do teor em água de pelo menos 4 provetes de amostra a ensaiar. Este teor em água é determinado pela diferença de água contida no início do ensaio e a redução de volume do provete (devido à perda de água por secagem). É de salientar que este ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM D4943(1995) de forma a permitir a utilização de outros materiais que não o mercúrio ao longo do ensaio. É um ensaio com resultados bastante significativos para a construção em taipa.

Inicialmente, foi necessário a preparação de uma mistura (água + solo) para a execução dos provetes de ensaio. Esta pressupõe uma quantidade de água igual à utilizada no limite de liquidez e de 30 g de solo seco, pisado num almofariz. Deixou-se repousar a mistura, tapando-a de forma a não haver perdas de água. Antes de proceder à introdução da mistura nas cápsulas, estas foram pesadas e posteriormente untadas com vaselina e novamente pesadas. Seguidamente colocou-se, cuidadosamente, a mistura nas capsulas rasando-as. O conjunto

cápsula-amostra foi pesado e seguidamente deixado a secar em condições naturais. Na Figura 4.10 é possível observar o processo de execução e preparação do provete de ensaio.



Figura 4.10 – Provetes para o ensaio de limite de retração.

Quando a amostra apresentar uma cor mais clara comparativamente à cor inicial, as cápsulas foram introduzidas na estufa para haver uma secagem total da amostra. A Figura 4.11 mostra a alteração de volume dos provetes ocorrida durante a secagem bem como o resultado relativo à cor após secagem. Após retirar todos os provetes totalmente secos das respectivas cápsulas, untaram-se com cera para ficarem impermeáveis, e os seus volumes foram obtidos através da pesagem em água (ver Figura 4.12).



Figura 4.11 – Resultado obtido após secagem.



Figura 4.12 – Procedimento do teste.

#### 4.2.4. Resultados

Numa primeira abordagem salienta-se o facto de não se ter conseguido realizar o limite de plasticidade devido ao baixo teor em argila do solo, por consequência torna-se necessário designar o solo como não plástico.

Após terem sido realizados os dois ensaios restantes, limite de liquidez e limite de retração, foram obtidos os seguintes resultados: 28% para o limite de liquidez e 26% para o limite de retração.

É possível ainda determinar o Índice de Retração (IR) dado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de retração. Assim, para o estudo corrente obteve-se um valor de 2%. Este valor indica uma baixa variação de volume a que este solo está sujeito. Houben et al (1989) classificam a retração de um solo para utilização na construção em terra em três classes diferentes, como se pode ver na Tabela 4.3. Analisando a mesma verifica-se que a retração para este solo é fraca o que significa que em construção o material vai retrair pouco.

Tabela 4.3 – Classificação da retração de um solo (Houben & Guillaud, 2008).

<b>Classificação do solo</b>	<b>LR (%)</b>
Suscetível a forte retração	> 70
Retrátil	50 - 70
Retração fraca	< 50

#### 4.3. Densidade das partículas

Como define a norma NP83 (1965), o ensaio da densidade das partículas diz respeito ao quociente da massa de um dado volume dessas partículas à temperatura do ensaio, pela massa de igual volume de água destilada.

Em geral as partículas dos solos apresentam pesos específicos relativos semelhantes. Normalmente a utilização do valor de  $2,65 \text{ g/cm}^3$  conduz a resultados com suficiente precisão. Contudo, para o caso em questão, optou-se pela realização do ensaio por forma obter um resultado mais exato.



Inicialmente preparou-se uma fração de solo seco, sem torrões e coloca-se num picnómetro ao qual se adiciona 50 ml de água destilada. A mistura contida no interior do picnómetro é levada a ebulição durante 10 minutos e posteriormente agitada por forma a “libertar” o ar que envolve as partículas. Quando a mistura se encontrar à temperatura ambiente, enche-se o picnómetro com água destilada até ao traço de referência, pesando de seguida o conjunto. Numa fase seguinte, o conteúdo do picnómetro é colocado numa cápsula e seco na estufa. Por último, enche-se o picnómetro com água destilada e pesa-se novamente o conjunto. O método descrito é acompanhado de algumas imagens ilustrativas representadas na Figura 4.13.



Figura 4.13 – Execução do ensaio da densidade das partículas.

Salienta-se que para este ensaio, foram estudadas duas amostras do mesmo solo, por forma a obter um resultado mais correto. Após realizado o ensaio, os pesos específicos relativos encontrados para este solo foram:

- Amostra de solo 1 =  $2,63 \text{ (g/cm}^3\text{)}$
- Amostra de solo 2 =  $2,61 \text{ (g/cm}^3\text{)}$

Fazendo uma avaliação geral aos resultados obtidos, é possível aferir que os valores estão próximos de  $2,65 \text{ g/cm}^3$  como o habitualmente considerado, sendo a sua média de  $2,62 \text{ g/cm}^3$ . É possível, através do valor do peso específico relativo das partículas, calcular a curva de saturação e posteriormente comparar ao gráfico obtido no ensaio de compactação (ver secção 4.4.).

#### 4.4. Propriedades de compactação

De forma a obter um teor em água ótimo correspondente a dada baridade seca foram executados dois ensaios, compactação leve e pesada, cuja diferença reside na energia de compactação utilizada (ver Figura 4.14). Sucintamente este ensaio determina a relação entre a

baridade seca e o teor em água do solo, após compactação a uma dada energia. Este estudo considera as duas formas de compactação, dando ênfase à compactação leve visto ser esta a energia de compactação mais próxima da utilizada na construção em taipa. Assim, será apresentada uma breve descrição do ensaio e posteriormente uma avaliação dos resultados obtidos bem como uma comparação entre as duas técnicas de compactação. O procedimento seguido para a realização do ensaio tem por base os requisitos apresentados na especificação do LNEC E197 (1967).

De forma a obter uma amostra em condições normais para realização do ensaio, o solo foi completamente seco, destorroado e devidamente esquartelado. Como é pretendido obter uma curva de compactação na qual 4 dos pontos constituintes devem estar situados abaixo do ponto correspondente ao teor em água ótimo e 2 acima, foram preparadas seis amostras de solo diferindo 2% de água entre as mesmas. Para homogeneizar o solo e assim permitir a entrada da água em todos os poros da mistura, a mesma foi deixada em repouso durante algumas horas em câmara fria. Assim, foram introduzidas 3 camadas de solo no molde pequeno e foram distribuídas 25 pancadas pela superfície de cada camada. O processo é repetido para as seis amostras anteriormente preparadas (ver Figura 4.15), correspondentes a cada ponto da curva. Salienta-se para o facto de por vezes ser necessário ajustar um sétimo ponto devido à existência de cinco pontos abaixo do ponto de referência.

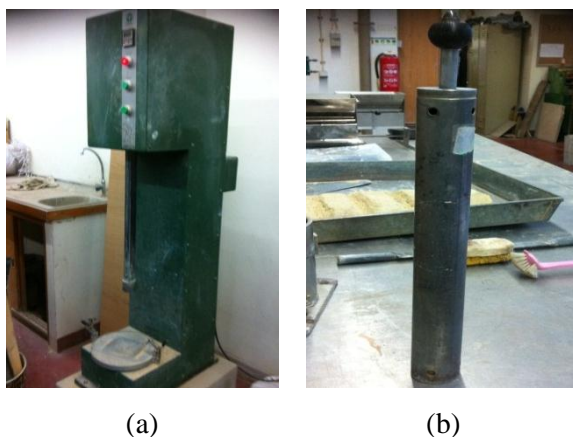


Figura 4.14 – Compactador: (a) proctor pesado, elevada energia de compactação; (b) proctor leve, baixa energia de compactação.

Após compactada cada amostra de solo, o provete foi extraído do molde e pesado. Ao longo do decorrer do ensaio, foram retiradas duas porções de solo das extremidades de cada provete com o objetivo de determinar o respetivo teor em água médio.





Figura 4.15 – Processo de execução do ensaio de compactação.

Antes de apresentar os resultados obtidos é necessário referir a importante relação existente entre a baridade seca e a resistência à compressão, tornando este ensaio fundamental. Neste sentido, fazendo aumentar o nível de compactação a baridade seca será maior, e por sua vez diminui a permeabilidade e porosidade do solo, traduzindo-se também numa maior resistência. Apresenta-se de seguida, as curvas de compactação, leve e pesada, obtidas para o solo (Figura 4.16) e respetivos valores de teor em água e baridade seca máxima (Tabela 4.4). Na mesma tabela apresentam-se para efeitos comparativos também os valores do teor em água ótimo obtido no teste expedito da bola.

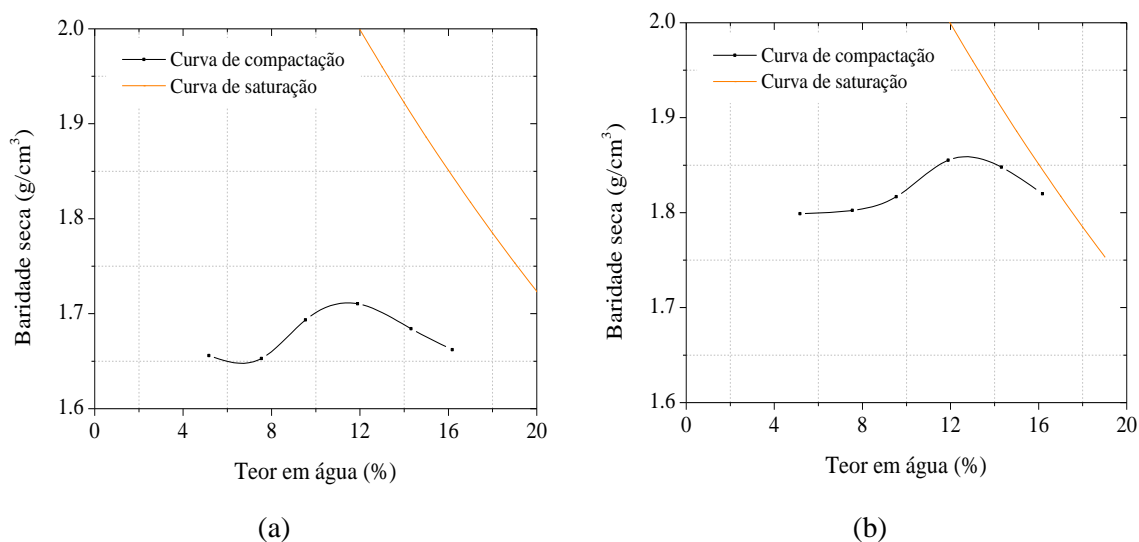


Figura 4.16 – Relação entre a curva de compactação e de saturação: (a) compactação leve; (b) compactação pesada.

Tabela 4.4 – Resultados obtidos para ensaio de compactação e ensaio da bola.

Caraterísticas		Leve	Pesado
Baridade seca ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		1,71	1,87
Teor em água (%)	Laboratorial	12,1	10,1
	Expedito (ensaio da bola)	20,42	

A curva de saturação visível nos gráficos expostos representa a relação entre a baridade seca e o teor em água quando os vazios estão totalmente preenchidos com água. Assim, situando-se as curvas de compactação abaixo da curva de saturação, pode-se dizer que ainda existe um volume de vazios preenchidos com ar presentes na mistura. Verifica-se também uma semelhança de baridade seca para os dois primeiros pontos das curvas de compactação (leve e pesada) estando este aspeto relacionado com o reduzido teor em água desses pontos a que o solo é praticamente insensível.

Existe ainda uma significativa diferença de valores de teor em água quando comparados com o teste expedito da bola, notando um elevado erro associado a este último ensaio. A diferença pode residir no facto de haver um baixo teor em argila e também uma dificuldade inerente à moldagem da bola. Salienta-se o baixo rigor na realização do teste expedito quando comparado com o teste laboratorial o que leva à disparidade de valores. Note-se que o teste da bola é concluído consoante a apreciação da pessoa a realizar podendo variar consoante a forma como visualiza a bola.

Com a informação dada pela análise das curvas de compactação, é possível aferir que o ensaio laboratorial para determinação do teor em água ótimo e respetiva baridade seca máxima é fundamental para obtenção de resultados mais precisos, denotando a grande diferença existente. Assim, estas características obtidas têm especial importância na resistência e durabilidade da construção em terra.

Pela análise do gráfico da Figura 4.17, que relaciona as curvas das diferentes energias de compactação e conforme o apresentado na Tabela 4.4, verifica-se uma diminuição do teor em água ótimo da compactação leve para a compactação pesada. Verifica-se também um aumento da baridade seca para o método de compactação pesada em relação à leve.

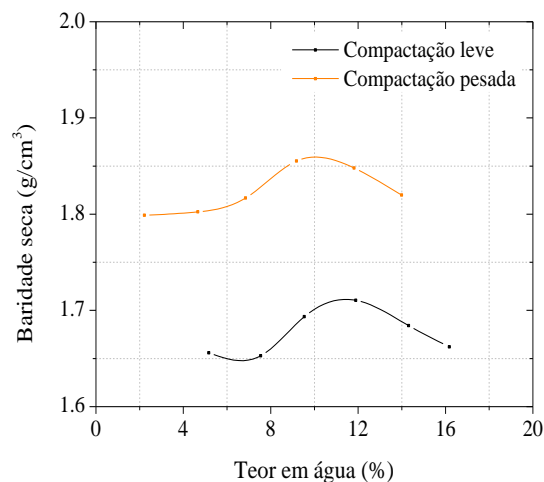


Figura 4.17 – Comparação entre a curva de compactação pesada e leve.

Para a execução dos ensaios mecânicos e de durabilidade, foram utilizados valores como o teor em água ótimo e a baridade seca máxima obtidos neste ensaio, nomeadamente os relativos ao ensaio do Proctor leve. Apesar de existir um valor exato para o teor em água, a norma NZS 4298 (1998) recomenda que na construção em taipa, o teor em água deve variar num mínimo de 3% abaixo do teor em água ótimo e um máximo de 5% acima, levando a uma margem de 11.74 e 12.70% para este solo.

Em relação à baridade seca ou massa volúmica seca, o grupo CRAterre mencionado no trabalho de Doat et al (1979) classifica o solo após ensaio de compactação, em intervalos que variam de medíocre a excecional, como se apresenta na Tabela 4.5. Para um valor de baridade seca igual a  $1.71 \text{ g/cm}^3$ , o solo é classificado como medíocre.

Tabela 4.5 – Adaptação da classificação de solos através da baridade seca (Doat et al, 1979).

Massa volúmica seca ( $\text{g/cm}^3$ )	Classificação
1,65-1,75	Medíocre
1,76-2,10	Muito satisfatório
2,10-2,20	Excelente
2,20-2,40	Excecional

## 4.5. Resistência à compressão de cilíndricos

Um parâmetro importante para avaliação das características mecânicas de um material e adequabilidade para a construção é a resistência à compressão. Para tal foram realizados ensaios de compressão uniaxial onde é aplicada de uma força uniaxial ao provete até o mesmo atingir a rotura.

À semelhança do ensaio do Proctor, foram executados 6 provetes cilíndricos com os valores dos parâmetros obtidos no mesmo ensaio, ou seja, teor em água ótimo e baridade seca máxima obtidas do ensaio de compactação leve. As dimensões dos provetes são de 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro. Após realização dos provetes e posterior repouso em câmara fria (durante aproximadamente 15 dias) para homogeneização do material, os mesmos foram regularizados nos topos com gesso para uma melhor distribuição da carga de ensaio. É importante salientar que para cada provete foram retiradas duas amostras de forma a poder confirmar o teor em água utilizado. Todo este processo pode ser observado na Figura 4.18. Os provetes totalmente preparados para ensaio, são apresentados na Figura 4.19.

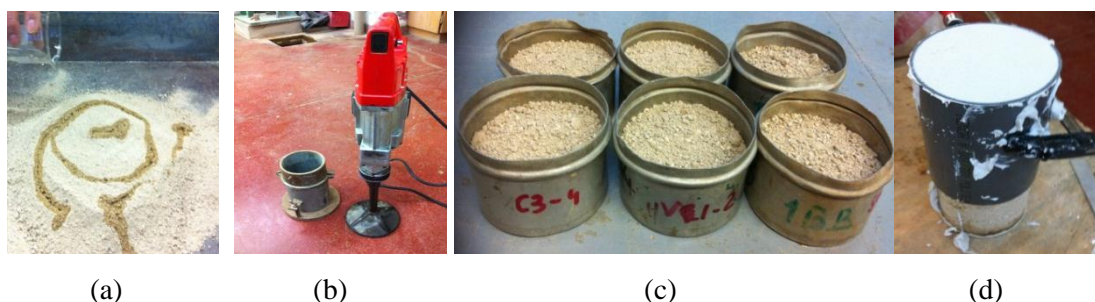


Figura 4.18 – Realização dos provetes de ensaio: (a) preparação da mistura; (b) compactação; (c) recolha de solo para medir teor em água; (d) regularização do provete.



Figura 4.19 – Provetes após regularização.

Depois de preparados, os 6 cilindros foram submetidos ao ensaio de compressão uniaxial (após um período de secagem de 16 dias). Este ensaio é efetuado em controlo monotónico de

deslocamento axial, aplicando uma velocidade de  $3\mu/s$  para uma célula de carga com capacidade de 50 kN. As deformações verticais foram medidas com recurso a 3 LVDT colocados a meia altura do provete, enquanto um LVDT exterior atuava como controlo do deslocamento de ensaio. Para fazer uma análise rigorosa de resultados foram obtidas resistências à compressão assim como módulos de elasticidade, para cada provete em estudo. Na Figura 4.20 é visível a configuração e realização do ensaio.

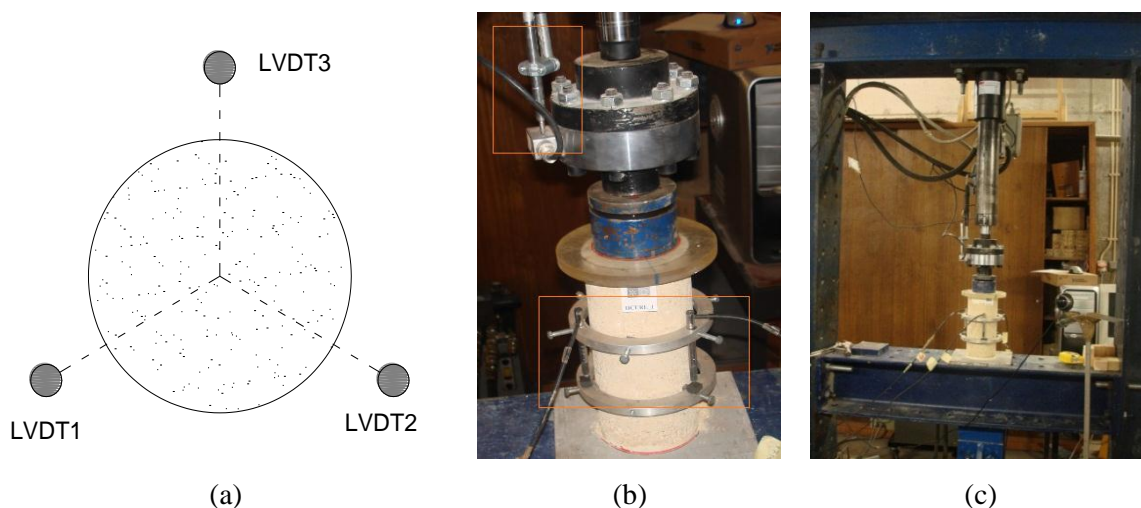


Figura 4.20 – Realização do ensaio de compressão: (a) e (b) disposição dos LVDT verticais; (c) esquema de ensaio.

### • Resultados

A obtenção dos valores da tensão de compressão máxima ( $f_c$ ), respetivas extensões ( $\epsilon$ ) e do módulo de elasticidade ( $E$ ) são as principais características a retirar deste ensaio, bem como as respetivas curvas de tensão-deformação. A deformação dos provetes também é um aspeto a ter em conta, nomeadamente a abertura de fissuras e respetivo modo de rotura. É ainda possível a obtenção de gráficos que relacionam a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos provetes com o teor em água. Assim, depois de executados e validados os ensaios dos provetes, apresenta-se as curvas tensão-deformação na Figura 4.21 bem como os valores extraídos, de forma direta e indireta dessas mesmas curvas (ver Tabela 4.6). É de mencionar que um dos ensaios dos 6 provetes não correu bem e por essa mesma razão apenas são apresentados os resultados para 5 provetes. IICURE foi o nome base atribuído a cada provete e representa “Cylinder Unsettled Rammed Earth”, o qual é acompanhado de um número que diz respeito ao provete em questão.

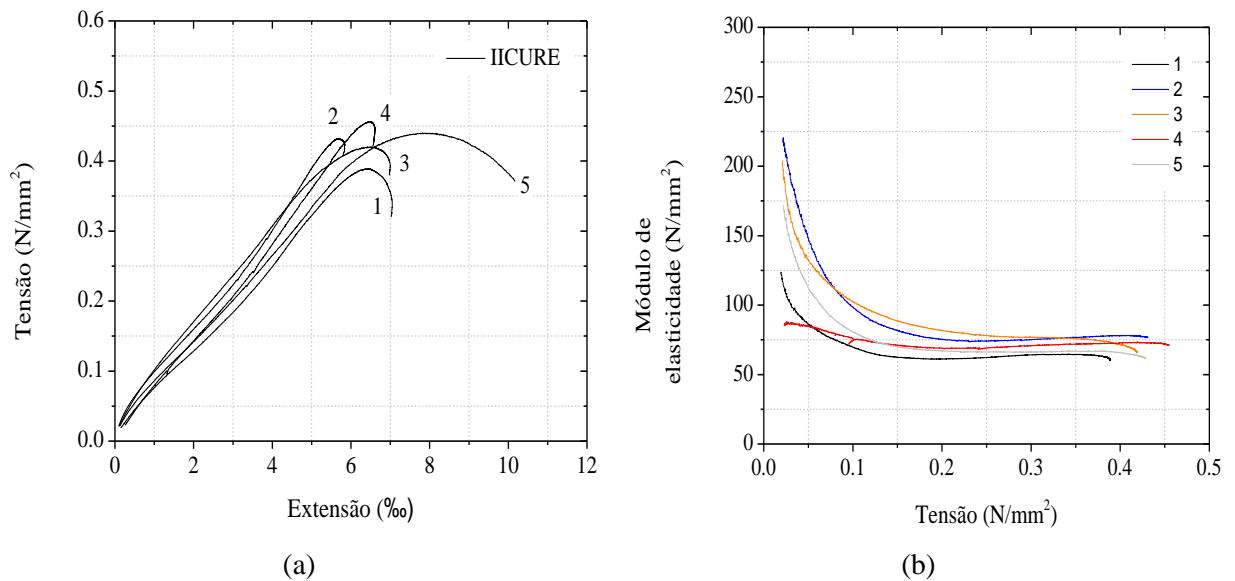


Figura 4.21 – Representação gráfica das curvas: (a) tensão-deformação; (b).tensão-módulo de elasticidade.

As propriedades mecânicas do material, nomeadamente os valores da resistência à compressão, extensão e módulo de elasticidade obtidos através do gráfico apresentado nesta secção, são apresentados na Tabela 4.6, bem como os seus valores médios e respetivo coeficiente de variação. O comportamento no regime pré-pico permite avaliar o módulo de elasticidade, calculado para o intervalo de 5% a 1/3 da resistência à compressão máxima de cada provete, através de uma projeção linear aplicada aos valores tensão e deformação.

O comportamento dos provetes pode ser avaliado pela diferente forma das curvas que relacionam a tensão-deformação para cada provete. Verifica-se uma forma côncava para cada curva em conformidade com a curva típica de relação tensão-deformação, permitindo a avaliação de três fases, regime pré-pico, pico e regime pós-pico. Todas as curvas apresentam a mesma tendência e semelhança no seu desenvolvimento, com exceção da curva 5 que apresenta um alongamento relativo à extensão.

Tabela 4.6 – Resultados médios do ensaio de compressão.

Proвете	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (‰)	E (N/mm <sup>2</sup> )
IICURE_1	0.389	6.449	67.4
IICURE_2	0.432	5.675	72.5
IICURE_3	0.420	6.470	82.3
IICURE_4	0.456	6.472	68.0



IICURE_5	0.440	7.823	62.1
<b>Média</b>	0.428	6.578	70.5
<b>CoV (%)</b>	5.9	10.7	11.8

Obteve-se como valores médios,  $0.428 \text{ N/mm}^2$  para a resistência à compressão,  $6.578\%$  para a extensão e  $70.46 \text{ N/mm}^2$  para o módulo de elasticidade, sendo que para cada provete a diferença de valores obtidos é reduzida, podendo dizer que existe uma uniformidade para todos os provetes. Pode-se ainda afirmar que, comparativamente a outros materiais, este apresenta um baixo nível de capacidade de carga atribuído a um baixo valor de resistência à compressão, sendo este facto aprofundado na análise de resultados feita na secção 4.8.

À semelhança do que foi referido para a resistência à compressão, o módulo de elasticidade apresenta também um baixo valor. Verifica-se pela análise da Figura 4.21 que, o módulo de elasticidade, para um intervalo de tensão de  $0 - 0.2 \text{ N/mm}^2$ , decresce significativamente. No entanto, a partir de aproximadamente  $0.2 \text{ N/mm}^2$ , os valores do módulo de elasticidade tendem a estabilizar com o aumento da tensão até ao momento da perda de capacidade de carga total do provete. A semelhança das curvas apresentadas define uma boa uniformização do material relativo a todos os provetes, permitindo resultados mais exatos.

De seguida, na Figura 4.22 e Figura 4.23, é apresentado o padrão de fendilhação para diferentes provetes, bem como o modo de rotura dos mesmos, respetivamente.

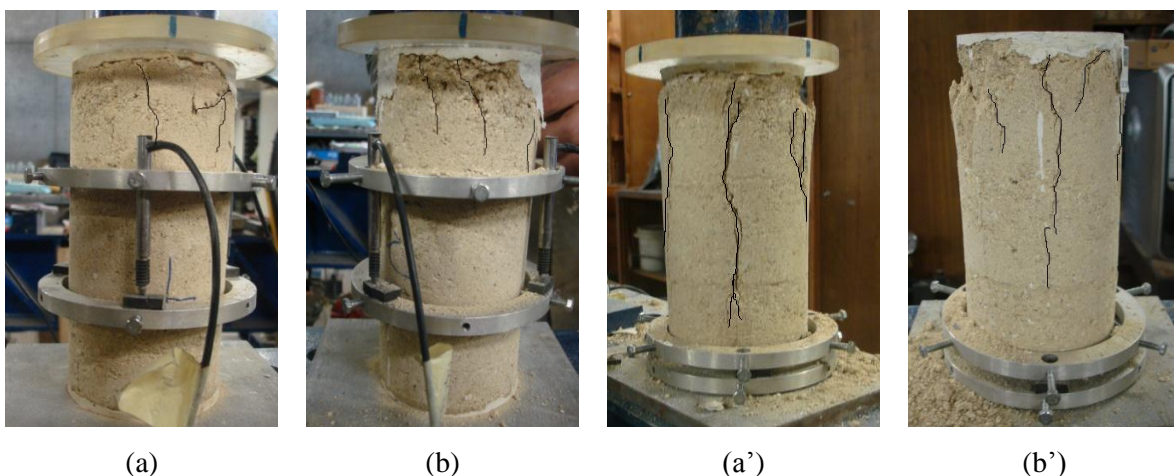


Figura 4.22 – Representação da deformação do provete: (a) abertura da primeira fenda DURE\_4; (b) abertura da primeira fenda para DURE\_3; (a') conjunto de fendas pós-pico para DURE\_4; (b') conjunto de fendas pós-pico para DURE\_3.



Figura 4.23 – Modo de rotura para DURE\_5 e DURE\_3.

Em relação à deformação do provete é possível referir que, ao longo do decorrer do ensaio houve uma abertura de microfissuras de forma lenta, originando-se principalmente na extremidade superior dos provetes (como ilustra a Figura 4.22). A abertura da primeira fenda surge no regime pré-pico havendo por vezes a abertura de duas fendas ao mesmo tempo. Quanto ao aspeto de fissuração verificam-se maioritariamente fendas verticais aumentando a sua quantidade quanto maior a capacidade de carga até ao ponto de rotura. Verificou-se que houve uma rotura frágil dos provetes.

#### 4.6. Resistência à flexão e compressão de primas

A resistência à flexão e compressão são características mecânicas que representam a tensão máxima que provoca a rotura de um provete. No caso dos prismas em flexão a rotura é por tração. Estas características são determinadas com base numa adaptação à norma EN 1015-11 (1999), que diz respeito a argamassas.

Para tal, foram realizados 6 provetes de teste prismáticos, cujas dimensões foram  $160 \times 40 \times 40$  mm<sup>3</sup>, com recurso a solo passado no peneiro #10 (2.0 mm). As quantidades de solo e água adicionadas para a realização dos provetes provêm dos resultados obtidos no ensaio de compactação descrito na secção 4.4. A compactação dos provetes deu-se em 3 camadas e finalizou-se com um rasamento da última camada, por forma a tornar a superfície regular e uniforme extraíndo o material em excesso. Salienta-se a dificuldade de execução dos provetes e seu desmolde devido à elevada fragilidade do material em questão. A Figura 4.24 ilustra todo o processo de execução dos provetes.



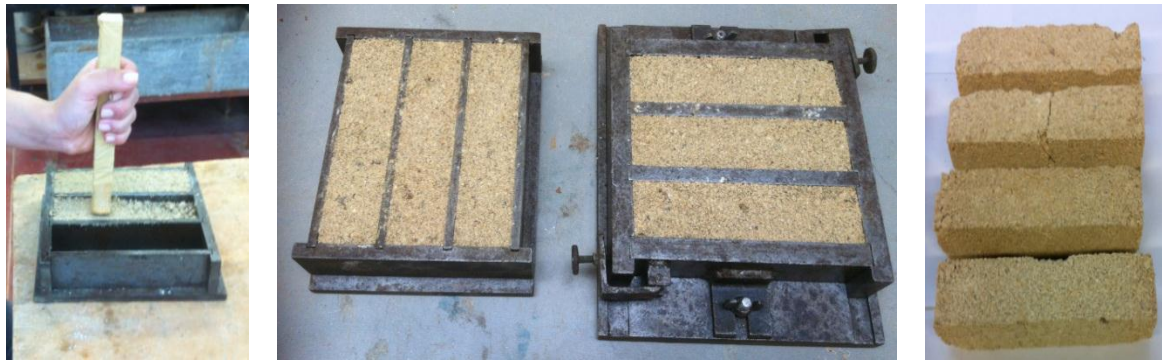


Figura 4.24 – Execução dos provetes para ensaio de flexão.

O conjunto de 6 provetes foram secos à temperatura ambiente, fora do respetivo molde, durante 15 dias e posteriormente foram medidos o seu peso e respetivas dimensões. Para a execução deste ensaio, os provetes foram apoiados num dispositivo apropriado, o qual possui dois rolos inferiores (de ação) e um superior (de reação), levando a cabo um carregamento monotónico, cuja velocidade é de 7 N/s, até à rotura. Da mesma forma foram ensaiados os restantes provetes sendo que 2 dos 6 provetes partiram-se na desmoldagem devida à baixa força de ligação entre as partículas do material. Na Figura 4.25 é possível observar o esquema de ensaio utilizado, assim como o resultado obtido pós-ensaio.



Figura 4.25 – Realização do ensaio de flexão.

Como referido acima, a capacidade de carga em força e respetiva resistência à flexão, são as características mecânicas aferidas neste ensaio e apresentadas na Tabela 4.7. A resistência à flexão é calculada pela expressão presente na respetiva norma.

Tabela 4.7 – Resultados obtidos para o ensaio de flexão.

Provete	F (N)	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )
V1	133.72	0.323
V2	248.77	0.583
V3	154.05	0.361
V4	155.94	0.384
<b>Média</b>	173.12	0.415
<b>CoV (%)</b>	29.7	27.6

Paralelamente a este ensaio, todos os provetes prismáticos obtidos após ensaio de flexão, foram submetidos a ensaios de compressão. A determinação da resistência à compressão consiste na aplicação de uma carga monotónica, no mesmo equipamento do ensaio à flexão, na qual os provetes são levados à rotura. Assim, para determinar esta característica mecânica, o provete é colocado na zona central da aplicação de carga, sendo esta aplicada sob a face perpendicular à face de enchimento. A carga foi aplicada uniformemente a uma velocidade de 7 N/s sob toda a superfície do provete. Foram utilizadas todas as partes provenientes de cada provete do ensaio de flexão, sendo que algumas ficaram danificadas pelo que não foram consideradas. Tal como foi realizado no ensaio de flexão, a força máxima suportada pelo provete é registada e posteriormente calculada a resistência à compressão. O processo de execução do ensaio é apresentado na Figura 4.26 bem como os respetivos resultados na Tabela 4.8. A resistência à compressão é obtida através da divisão da força máxima obtida pela área de contacto do provete.



Figura 4.26 – Execução do ensaio de compressão em provetes cúbicos.

Tabela 4.8 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão em provetes cúbicos.

Provete	F (N)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
P1	471.12	0.29
P2	218.42	0.14

Como já foi referido acima, apenas duas partes dos provetes resultantes do ensaio de flexão deram origem ao ensaio de compressão. Assim, após analisados todos os valores obtidos, verifica-se que a resistência à compressão representa aproximadamente 50% do valor da resistência à flexão. Verificam-se também, baixos valores de capacidade de carga, uma vez que se está perante um material frágil e de fracas características mecânicas, comparativamente a materiais de uso comum.

Alerta-se para a diferença significativa entre estes resultados em relação ao ensaio de compressão em cilindros apresentado na secção 4.5. Assim, as resistências à compressão obtidas pelo ensaio de compressão em cilindros são as mais fiáveis, uma vez que a sua geometria reflete melhor o comportamento uniaxial do material.

## 4.7. Durabilidade

O ensaio em questão foi realizado de acordo com o ensaio da gota (ou Geelong) descrito no “HB 195 – 2002 The Australian earth building handbook” (Anexo A3.5). Tem como objetivo testar de forma indireta a durabilidade da taipa, baseando-se no gotejamento de água na superfície de provetes de taipa, a uma velocidade controlada e num dado período de tempo.

Inicialmente foi necessária a preparação de um provete com dimensões 100×100×100 mm<sup>3</sup> para a realização deste ensaio. O provete utilizado foi compactado manualmente com os valores do teor de água ótimo e da baridade seca obtidos no ensaio de compactação. Após determinado o volume do molde a utilizar, foi preparada uma mistura de solo e água. Esta mistura permaneceu em repouso e numa câmara fria durante algum tempo, por forma a torná-la o mais homogénea possível. O provete foi compactado em 3 camadas de 5 cm cada com a ajuda de um maço. De referir que a primeira e segunda camada levaram uma raspagem para poder aderir melhor à camada seguinte, enquanto a última foi rasada para ter uma superfície o mais uniforme possível. Finalizando, após retirar o molde, procedeu-se ao peso do provete e

também à determinação do teor em água. Todo este processo de execução do provete é ilustrado na Figura 4.27.



Figura 4.27 – Fase de execução do provete de ensaio da gota.

Uma vez o provete completamente seco procedeu-se à realização do ensaio da gota (ou Geelong). Para tal, foi colocado um garrafão com água e com uma torneira 40 cm acima do provete, que se posicionava com uma inclinação de  $27^\circ$  em relação à horizontal. Na face do provete que estaria em contacto com a água poderiam ser observadas as 3 camadas de compactação. Inicialmente foi feita uma calibração do ensaio, isto é, a torneira foi aberta e durante 45 minutos a água contida no garrafão foi caindo lentamente. No final foi registado o volume contido no goblé. Este volume foi comparado com 100 ml de água (volume esperado após 45 minutos), levando a um ajuste da queda das gotas. Realizada a calibração do ensaio o mesmo pôde ser iniciado. A Figura 4.28 mostra, de uma forma esquemática, o posicionamento de todo o material envolvente do ensaio, bem como a calibração do ensaio e todo o processo de realização do mesmo.



Figura 4.28 – Calibração e realização do ensaio da gota.

O desempenho do provete é avaliado em função da profundidade do sulco provocado pela água e da penetração desta. A profundidade do sulco e a penetração da água foram medidos após abertura do provete (ver Figura 4.29). Os resultados são apresentados na Tabela 4.9.



Figura 4.29 – Medição da profundidade e penetração da água

Tabela 4.9 – Resultados obtidos do ensaio de durabilidade.

<b>Peso (g)</b>		<b>Volume (mm<sup>3</sup>)</b>	<b>Profundidade (mm)</b>	<b>Penetração (mm)</b>
<b>Sem água</b>	<b>Com água</b>			
7111,0	7189,8	3383,49	5	40

Como a norma indica, a avaliação da durabilidade tem em conta o índice de erosão que se baseia na profundidade de erosão (D) e a penetração de água (ver Tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Interpretação do teste de durabilidade.

<b>Propriedade</b>	<b>Critério</b>	<b>Índice de erosão</b>
Profundidade (mm)	$0 < D < 5$	2
	$5 \leq D < 10$	3
	$10 \leq D < 15$	4
	$D \geq 15$	5 (inadequado)
Penetração (mm)	$< 120$	adequado
	$\geq 120$	inadequado

Perante a análise dos resultados e a avaliação dos valores de referência existentes verifica-se o bom desempenho do provete relativamente à durabilidade. No que diz respeito à profundidade obteve-se um índice de erosão no valor de 3, o que é aceitável. Pode-se ainda concluir que a penetração de água é adequada à durabilidade da taipa. Numa apreciação mais detalhada, observando os valores dos pesos (peso do provete + tabuleiro +/- água), verifica-se que no provete ficou um volume de 78,8 ml. Este valor está próximo dos 100 ml que era previsto cair durante os 45 minutos, sendo que parte deste poderia ter salpicado para fora do provete.



## 4.8. Análise e discussão de resultados

A Tabela 4.11 apresenta um resumo das propriedades obtidas ao longo deste capítulo acompanhada de alguns comentários pertinentes.

Tabela 4.11 – Resumo dos resultados obtidos para a taipa com solo natural.

<b>Teste</b>	<b>Propriedade de avaliação</b>	<b>Parâmetro</b>	<b>Resultados obtidos</b>
Análise Granulométrica	Textura	Gravilha (%)	22
		Areia (%)	60
		Silte (%)	14
		Argila (%)	4
Limites de consistência	Plasticidade	Limite de Liquidez (%)	28
		Limite de Plasticidade (%)	-
		Limite de retração (%)	26
		Índice de plasticidade (%)	-
		Índice de retração (%)	2
Densidade das partículas	Textura	Peso específico dos grãos ( $\text{g/cm}^3$ )	2.62
Propriedades de compactação	Compactação	Teor em água ótimo (%)	12.1
		Baridade seca máxima ( $\text{g/cm}^3$ )	1.71
Resistência à compressão (cilindros)	Mecânica	Resistência média ( $\text{N/mm}^2$ )	0.428
		Módulo de elasticidade médio ( $\text{N/mm}^2$ )	71.225
Resistência à flexão e compressão (vigas)	Mecânica	Resistência média de flexão ( $\text{N/mm}^2$ )	0.415
		Resistência média de compressão ( $\text{N/mm}^2$ )	0.215
Ensaio de durabilidade	Durabilidade	Profundidade (índice de erosão)	3
		Penetração	Adequado

Numa fase preliminar, o ensaio expedito indicou que o solo utilizado é fortemente constituído por areia. O ensaio de análise granulométrica confirmou essa conclusão. Em relação à curva

de distribuição das partículas nota-se a adequação das mesmas aos fusos propostos pelos autores apresentados, à exceção do fuso proposto pelo LNEC (1953), onde a fração fina apresenta um maior desvio relativamente ao recomendado mas, não implicando a impossibilidade de construção em terra com o respetivo solo.

Dos limites de consistência concluiu-se que o solo é não plástico e, confirmando os resultados dos ensaios expeditos referente à existência de pouca argila o que também foi confirmado pelo ensaio de sedimentação. Dos três tipos de solo estudados por Escobar (2011) conclui-se que para dois deles não era possível avaliar o limite de plasticidade uma vez que o solo não permitiu realização do ensaio devido ao seu baixo conteúdo de argila. O limite de liquidez também é um parâmetro utilizado para classificação do tipo de solo, como já foi referido anteriormente. Houben e Guillaud (2008) apresentam algumas classificações de acordo com o valor de limite obtido (ver Anexo A). Pela análise da Tabela A.1 e comparando com a análise granulométrica, o solo em estudo é constituído principalmente pela fração de areia e classificado de acordo com a classificação unificada como SM - apresenta-se como grosseiro, particularmente areia.

Depois de observado o teor em água obtido no Proctor, cujo valor é 12.1%, é possível fazer uma analogia em relação aos resultados obtidos no ensaio expedito da bola. Assim, observa-se uma diferença de aproximadamente 8% no teor em água ótimo obtido pelos dois ensaios. Como foi referido, o resultado mais correto tendo em conta diversos fatores já referidos anteriormente, é o laboratorial, comprovando também o quanto conservativo se torna o ensaio expedito.

A resistência mecânica do solo depende de diversos fatores como a índice de vazios, teor de água, grau de compactação entre outros. Para o solo em questão o valor da resistência à compressão média de cilindros foi de  $0.428 \text{ N/mm}^2$ . Para poder haver uma forma de comparação e verificar a adequabilidade do material em relação à sua resistência, Maniatidis & Walker (2003), tendo por base outros autores, defende alguns exemplos ou intervalo de valores, sendo estes:  $0.7 \text{ N/mm}^2$ ,  $0.4 - 0.6 \text{ N/mm}^2$  e  $0.5 \text{ N/mm}^2$ . Apesar do valor obtido para este solo se encontrar dentro de um dos intervalos, pode-se afirmar que o mesmo se aproxima do limite inferior dos intervalos o que poderá não ser suficiente para a construção. Contudo, e como foi referido ao longo deste trabalho, a estabilização do solo permitirá a melhoria para adaptação eficaz na construção. Silva et al (2012) apresentam valores de resistências à compressão necessários de acordo com regulamentações documentadas para a construção em

taipa, sendo que algumas notas de acompanhamento da tabela devem ser consultadas (ver Tabela 4.12). Pela análise destes valores verifica-se, com clareza, que este solo não está apto para construção. Escobar (2011) obteve valores num intervalo de  $0.2 - 0.4 \text{ N/mm}^2$  de resistência à compressão, para um solo residual granítico, permitindo mais uma vez, ver a semelhança entre os solos apesar da diferente localização.

Tabela 4.12 – Resistência à compressão necessária de acordo com regulamentação para a construção em taipa (Silva et al, 2012).

<b>Documento</b>	<b>Resistência à compressão (<math>\text{N/mm}^2</math>)</b>
Walker and Standards Australia (2002)	> 2
CYTED (1995)	< 1.2 em 80% dos provetes
NMAC (2006)	2.1
SNZ 4298 (1998)	1.3

Segundo as Diretivas da CRAterre (Lourenço, 2002), os solos com teores de água ótimos entre 9 e 17% são os mais fáceis de estabilizar, como é o caso deste solo cujo valor de teor em água é de 12.1%.

O critério mais restritivo será o da resistência já que em termos médios os valores estão próximos dos valores mínimos dos intervalos. Assim, a utilização de uma técnica de estabilização do solo com vista ao aumento da sua resistência poderá ser determinante na viabilidade da sua utilização em taipa. Este ponto foi também um aspeto conclusivo relativo ao estudo feito por Escobar (2011), para outro solo residual granítico.





## **5. TAIPA COM SOLO ESTABILIZADO**

Ao longo deste trabalho foram realizados vários ensaios relativamente ao solo natural e à sua utilização em taipa. No entanto, e para atingir um dos principais objetivos, é necessária a realização de novos ensaios de carácter quantitativo, para o caso em que o material utilizado é estabilizado através da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes.

Assim, foram realizados ensaios de carácter mecânico e de durabilidade equivalentes aos executados na secção 4, agora para o material estabilizado. Os ensaios realizados no material foram os seguintes: resistência à compressão de provetes cilíndricos, resistência à flexão e compressão de prismas retangulares e quadrangulares respetivamente e ensaio de jato de água para avaliar a durabilidade. Para além desta avaliação referida, foram ainda realizados ensaios de compressão diagonal em elementos de maiores dimensões.

Ao longo deste capítulo serão descritos os ensaios realizados bem como os resultados obtidos, avaliações, comparações e por fim uma discussão sucinta do resultado final que permite equiparar os resultados entre o solo natural e a melhoria com estabilização.

## 5.1. Processo de ativação alcalina

A estabilização do solo é uma técnica que permite melhorar as características de um solo natural, neste caso para fins construtivos. Dos vários processos de estabilização, a ativação alcalina de cinzas volantes surge como uma forma de melhoramento das propriedades mecânicas do material. Tendo em conta a importância do método de melhoramento do solo para este trabalho, apresenta-se neste capítulo uma descrição do processo realizado até à obtenção dos provetes estabilizados e das quantidades usadas.

Primeiramente, a ativação alcalina de cinzas volantes tem como base uma fase sólida e outra líquida até à obtenção da mistura final. A fase sólida é composta por solo e cinzas volantes, enquanto a fase líquida é composta por duas soluções: silicato de sódio e hidróxido de sódio. O teor líquido surge em oposição ao teor em humidade, uma vez que se apresentam soluções onde na sua composição está presente um solvente e um soluto, sendo este teor 11.8% na mistura final (valor aproximado do teor em humidade).

A concentração utilizada, cujo valor é 5 modal, é definida tendo em conta a dissolução de hidróxido de sódio uma vez que o silicato de sódio já é adquirido em solução. A quantidade de água utilizada para a realização da solução pode variar fazendo variar a concentração do hidróxido de sódio mas, conseguindo sempre manter a concentração mínima de 5 modal que é o mais importante a ter em conta.

No que diz respeito às razões presentes entre os constituintes, a razão de silicato e de hidróxido de sódio utilizadas nas misturas foi de 1, isto é, para cada quilograma de silicato existente na mistura, está também presente um quilo de hidróxido de sódio ( $\text{Silicato/Hidróxido}=1$ ). Para a relação de sólidos e líquidos avalia-se principalmente a relação entre o hidróxido de sódio e as cinzas, uma vez que são as ativadas por meio do hidróxido existente. Desta forma são apresentadas 3 razões para as diferentes composições estudadas:

- Para 2.5% de cinzas volantes na fase sólida obteve-se uma razão hidróxido de sódio/cinzas no valor de 0.54.
- Para 5.0% de cinzas volantes na fase sólida obteve-se uma razão hidróxido de sódio/cinzas no valor de 0.27.
- Para 7.5% de cinzas volantes na fase sólida obteve-se uma razão hidróxido de sódio/cinzas no valor de 0.18.

É importante referir que a origem das baixas razões hidróxido de sódio/cinzas está relacionada com a fixação do conteúdo líquido das misturas, sendo este de 11.8%, não havendo variação para nenhuma das misturas.

O processo de realização da solução até à obtenção da mistura já estabilizada é então explicado de uma forma sucinta. Primeiramente todos os constituintes são pesados de acordo com o teor líquido já mencionado e tendo em conta as razões obtidas. Seguidamente é adicionado o hidróxido de sódio à água até obter a dissolução completa de todo o material. Enquanto esta dissolução é realizada, as cinzas volantes são adicionadas ao solo natural e bem misturadas por forma a obter uma mistura homogénea, ainda que seca. Após dissolução de todo o hidróxido de sódio, a solução é adicionada à mistura de solo natural/cinzas volantes e misturada até obter uma mistura homogénea molhada. Todo o processo de execução é ilustrado na Figura 5.1.



Figura 5.1 – Processo para obtenção da mistura estabilizada através da ativação alcalina.

## 5.2. Resistência à compressão de cilindros

Este ensaio tem como procedimento a descrição feita na secção 4.5. desde a execução do provete até a realização do respetivo teste. A diferença reside na composição do material utilizado para a construção dos provetes, sendo este novo material composto por solo natural com adição de estabilizador. CSRE foi o nome atribuído a cada provete e representa “Cylinder Stabilized Rammed Earth”, o qual é acompanhado de um número que diz respeito à percentagem de cinzas volantes adicionada ao solo e respetivo número do provete. A Figura 5.2 apresenta um exemplo dos provetes de ensaio, onde visualmente se nota uma diferença na cor do material em relação aos provetes testados na secção 4.5.



Figura 5.2 – Provelte de ensaio.

Foram ensaiados 3 provetes para cada composição de material, sendo estas 2.5, 5.0 e 7.5% de cinzas volantes com solo natural, de forma a possibilitar comparações com o material natural. A secagem dos provetes deu-se à temperatura ambiente durante um período de 29 dias para a composição de 2.5% e de 35 dias para as composições de 5.0 e 7.5%. Após a secagem, pôde-se observar alguma cristalização no exterior dos provetes influenciada pela não homogeneidade da mistura estabilizadora com o solo natural que, em contacto com o  $\text{CO}_2$  atmosférico provoca tal facto.

Assim, depois de executados e validados os ensaios dos provetes, são apresentadas na Figura 5.3 as curvas tensão-deformação bem como a variação do módulo de elasticidade em relação ao aumento da tensão para cada composição. A numeração presente nos gráficos diz respeito à identificação de cada provete ensaiado, sendo que a coluna (a) da Figura 5.3 representa a curva tensão-deformação e a coluna (b) a respetiva variação do módulo de elasticidade em função da tensão.

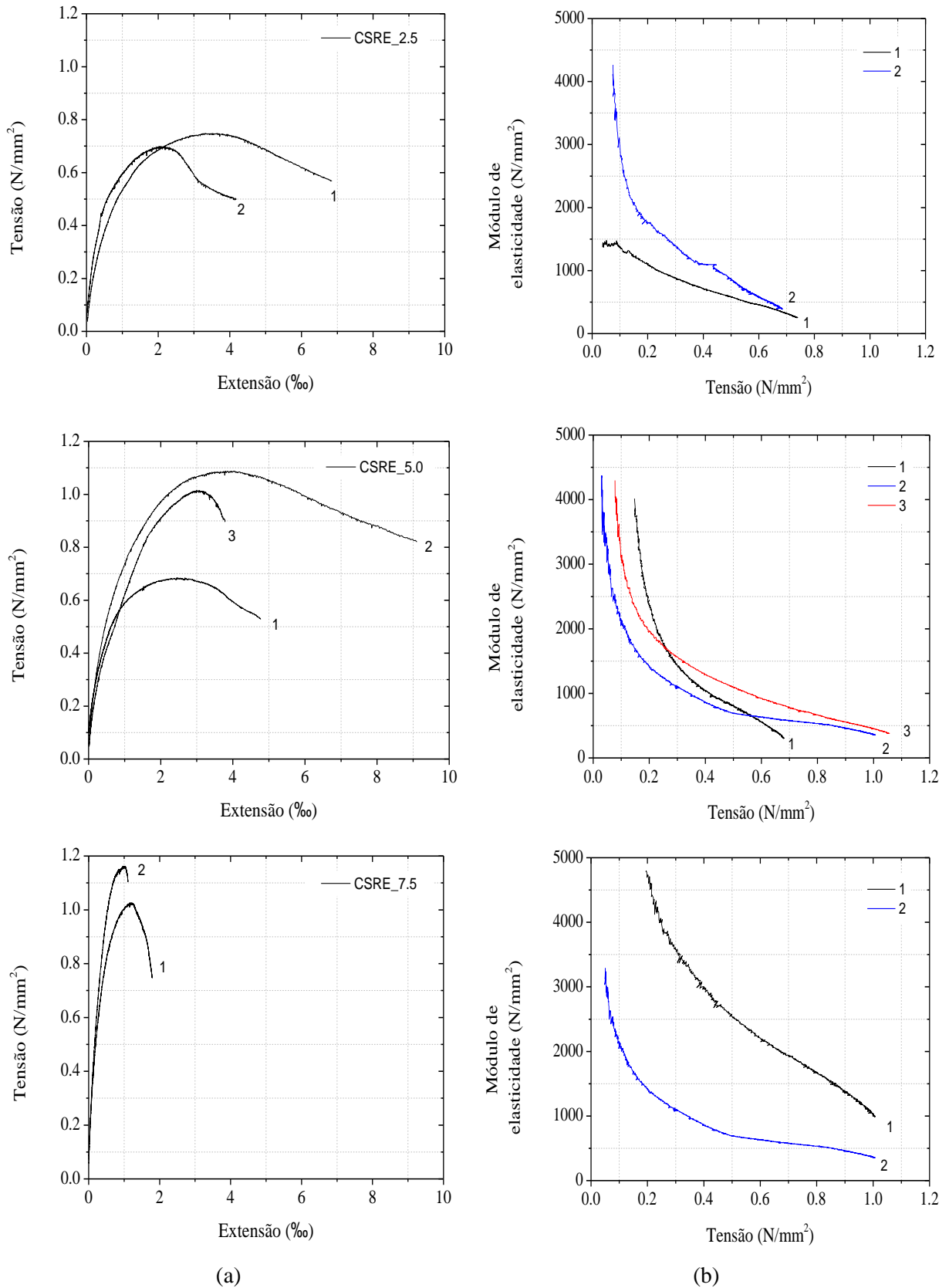


Figura 5.3 – Representação gráfica das curvas: (a) curvas tensão-deformação para as diferentes composições, (b) tensão-módulo de elasticidade.

A rotura brusca dos provetes CSRE\_7.5 após a carga de pico impossibilitou a caracterização do comportamento pós-pico. A explicação deste facto passa, muito provavelmente, pela possível má compactação do provete originando um elevado volume de vazios. Este aspeto pode ser analisado visualmente em comparação com os provetes das restantes composições, onde se nota a presença de grandes vazios na extremidade do provete CSRE\_7.5 (ver Figura 5.4). As restantes curvas tensão-deformação para os provetes CSRE\_2.5 e CSRE\_5.0 apresentam-se de forma semelhante.

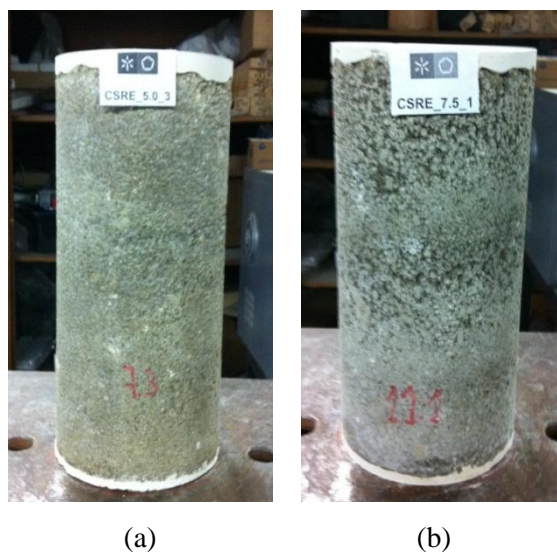


Figura 5.4 – Comparação entre provetes de diferentes composições: (a) CSRE\_5.0; (b) CSRE\_7.5.

A Tabela 5.1 apresenta os valores médios da resistência à compressão bem como os valores do módulo de elasticidade. Como seria de esperar, o aumento da quantidade de estabilizador conduz a um aumento da capacidade resistente do material. Sendo assim, em termos de valores médios obtiveram-se resistências médias à compressão de  $0.724 \text{ N/mm}^2$ ,  $0.929 \text{ N/mm}^2$  e  $1.094 \text{ N/mm}^2$  para CSRE\_2.5, CSRE\_5.0 e CSRE\_7.5, respetivamente. Uma vez que já foi referida a existência de vazios nos provetes CSRE\_7.5, o valor da resistência à compressão obtido poderia ter sido superior se estes provetes fossem apresentados com um maior nível de compactação. No entanto, o valor do módulo de elasticidade parece não ter sido afetado por este problema visto que se obteve valores muito superiores relativamente às composições anteriores. Este problema pode ser esclarecido com um novo ensaio permitindo obter mais resultados para meio de comparação.

Ainda em relação ao módulo de elasticidade, obtido para o intervalo de 5% a 1/3 da resistência à compressão máxima de cada provete, nota-se também um ligeiro aumento para



os provetes CSRE\_2.5 e CSRE\_5.0. No entanto, existe uma grande diferença entre os valores obtidos para o CSRE\_5.0 e CSRE\_7.5.

Tabela 5.1 – Resultados médios do ensaio de compressão.

Composição	Nº de provetes	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (‰)	E (N/mm <sup>2</sup> )
CSRE_2.5	2	0.724	2.775	1145
CSRE_5.0	3	0.929	3.178	1168
CSRE_7.5	2	1.094	1.110	2858

Na Figura 5.5 é apresentado o padrão de fendilhação para alguns provetes, bem como o modo de rotura obtido após ensaio.

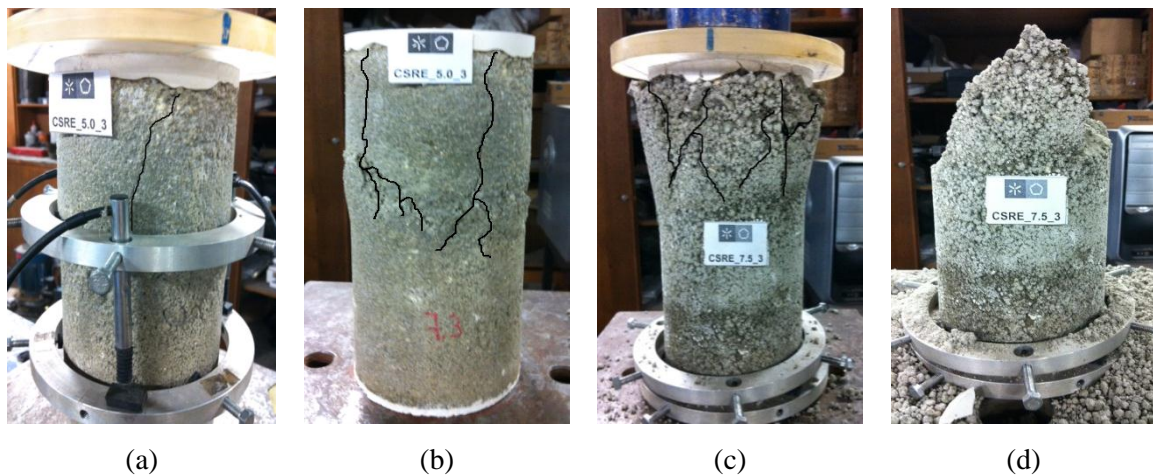


Figura 5.5 – Padrão de fendilhação: (a) abertura da primeira fenda CSRE\_5.0\_2; (b) conjunto final de fendas CSRE\_5.0\_3; (c) conjunto final de fendas CSRE\_7.5\_3; (d) modo de rotura obtido.

É possível observar fendas verticais com origem na extremidade superior dos provetes. Nota-se também uma deformação na zona central em termos radiais, como ilustra a Figura 5.5b. Em alguns provetes o esmagamento da extremidade superior foi notório. Quanto ao aspeto de fissuração verificam-se maioritariamente fendas verticais aumentando a sua quantidade quanto maior a capacidade de carga. O resultado da rotura apresentado pela Figura 5.5c é comum e mostra o destacamento de material na zona onde o volume de vazios era maior.



### 5.3. Resistência à flexão e compressão de prismas

A Figura 5.6 ilustra todos os provetes submetidos a ensaio de flexão. É notória a presença de provetes com 10% de cinzas volantes, composição esta que não foi testada em nenhum dos ensaios ao longo deste trabalho. Neste sentido, apenas será feita uma breve alusão a esta composição sendo que os resultados principais dizem respeito aos restantes provetes (2.5%, 5.0% e 7.5%).

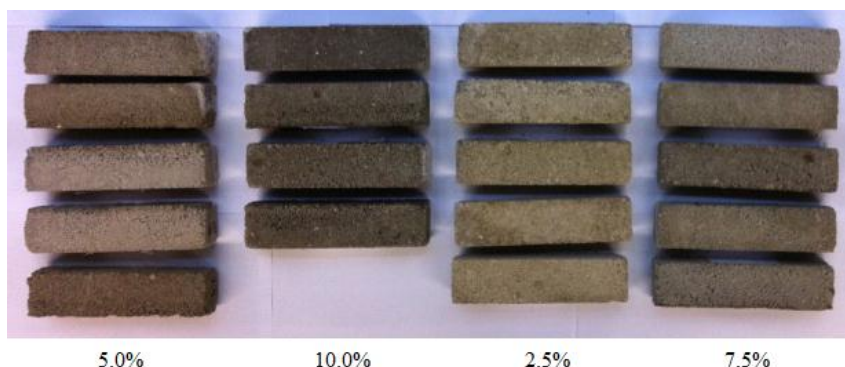


Figura 5.6 – Provetes de diferentes quantidades de estabilizador para realização do ensaio de flexão e compressão.

Foram ensaiadas 5 vigas para cada composição, cujas dimensões medidas após desmolde e secagem têm como valores  $16 \times 4 \times 3.9 \text{ mm}^3$ . Os provetes permaneceram em secagem à temperatura ambiente aproximadamente 30 dias e posteriormente foram testados. No momento de ensaio, em semelhança ao sucedido com os provetes cilíndricos, verificaram-se algumas cristalizações nas extremidades destas vigas, sendo notória em particular na composição 5.0%, como se pode observar pela Figura 5.6.

A Tabela 5.2 indica os valores médios para a força e respetiva tensão e ainda a média do peso dos provetes por cada composição. Em anexo (ver Anexo B) é possível analisar pormenorizadamente os valores destas características apresentadas para cada provete.

Tabela 5.2 – Resultados médios obtidos para o ensaio de flexão.

Composição	Nº de provetes	F (N)	$f \text{ (N/mm}^2\text{)}$
2.5%	5	79.66	0.199
5.0%	5	172.50	0.410
7.5%	5	116.07	0.273
10.0%	4	173.12	0.415

De igual forma, cada metade de prisma resultante do ensaio de flexão, foi ensaiada para obtenção da resistência à compressão. Os resultados são apresentados na Tabela 5.3. Tal como acontece para a flexão, em anexo (ver Anexo B) todos os resultados são pormenorizados para cada provete.

Tabela 5.3 – Resultados médios obtidos para o ensaio de compressão.

<b>Composição</b>	<b>Nº de provetes</b>	<b>F (N)</b>	<b><math>f_c</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>
2.5%	8	1758.00	1.128
5.0%	8	2293.19	1.444
7.5%	8	2637.12	1.659
10.0%	6	2773.75	1.734

Relativamente aos resultados obtidos verifica-se que há um aumento da resistência de acordo com o aumento da percentagem de cinzas volantes constituinte do material. Isto leva a concluir que se pode obter melhores resistências, sendo que neste caso interessa atingir resistências razoáveis sem que haja uma alteração de outras propriedades. Em exceção, a composição 7.5% obteve valor de resistência à flexão mais baixo que a composição com menor percentagem, podendo concluir-se que a mistura pode não ter homogeneizado suficientemente levando à existência de algumas zonas mais frágeis que outras.

A forma de rotura dos provetes submetidos ao ensaio de flexão foi semelhante ao obtido na secção 4.6., onde a rotura se dá na zona central do provete de forma regular, como seria de esperar (ver Figura 5.7).

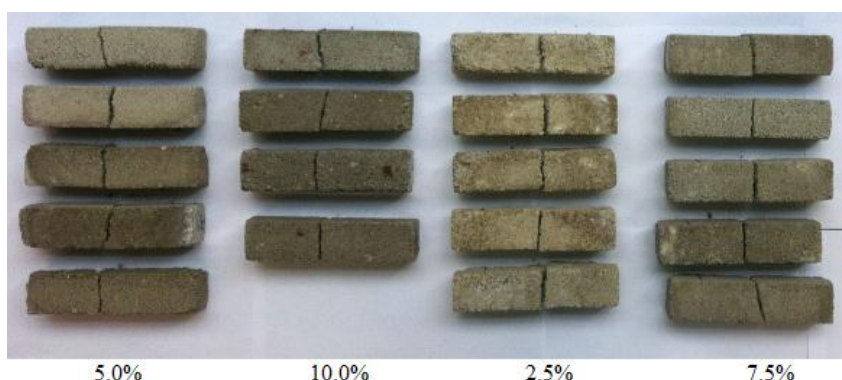


Figura 5.7 – Forma de rotura dos provetes, após ensaio de flexão.

## 5.4. Compressão diagonal

Nesta secção será desenvolvido um estudo relativo a ensaios de compressão diagonal aplicado a paredes de taipa, cujo material é o solo natural do Minho. Este ensaio permite medir a resistência à tração diagonal que permite avaliar a resistência ao corte do material. Permite também estabelecer uma semelhança da forma de rotura do provete de ensaio comparativamente a uma parede de um edifício sujeita a ações verticais e horizontais combinadas, como sismos ou ventos. Nesta secção será também avaliado o modo de rotura da parede após realização do ensaio. O ensaio foi realizado segundo recomendações internacionais, especificamente a norma ASTM E519-2 (1993).

Para a realização do ensaio, foram realizadas três paredes de taipa com as percentagens 2.5%, 5.0% e 7.5%, de acordo com as características obtidas no ensaio de compactação (ver Tabela 4.4), sendo mais tarde submetidas ao ensaio de compressão diagonal. Assim, procedeu-se à execução de paredes com dimensões  $550 \times 550 \times 20 \text{ mm}^3$ , cuja compactação foi realizada em 9 camadas com recurso a um pilão de madeira maciça. As paredes com solo estabilizado dizem respeito a percentagem de cinzas volantes no valor de 2,5, 5,0 e 7,5%. O processo de realização dos provetes de ensaio apresenta-se na Figura 5.8.

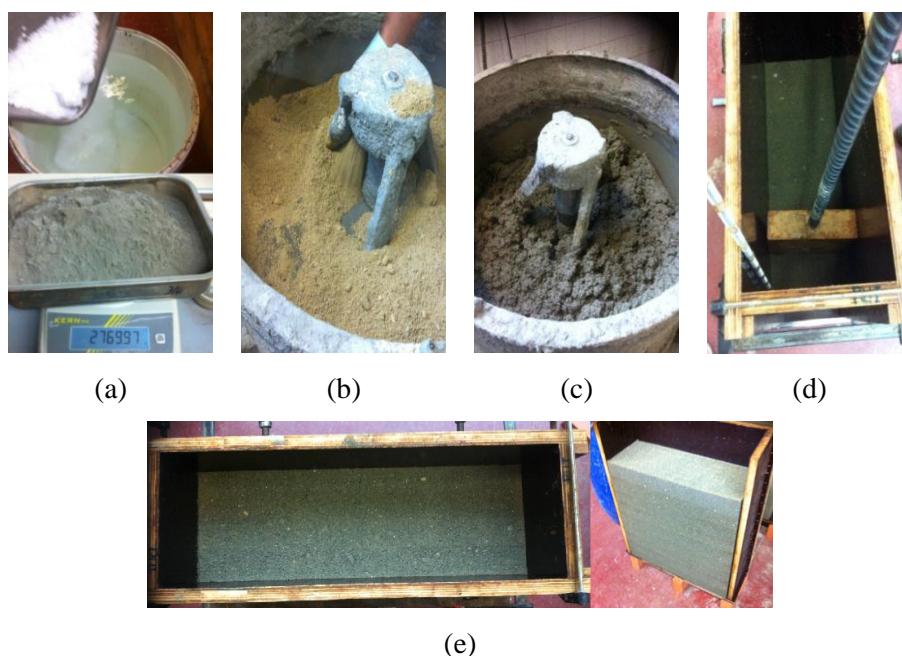


Figura 5.8 – Execução das paredes de ensaio: (a) preparação do estabilizador; (b) execução da mistura; (c) resultado da mistura; (d) compactação da parede; (e) desmolde da parede.

É de salientar que se procedeu também à compactação de uma parede com solo natural embora esta não tenha sido ensaiada devido à fragilidade do material, já concluída nos ensaios anteriores. Contudo, a Figura 5.9 ilustra a totalidade das paredes executadas, com ou sem estabilizador.

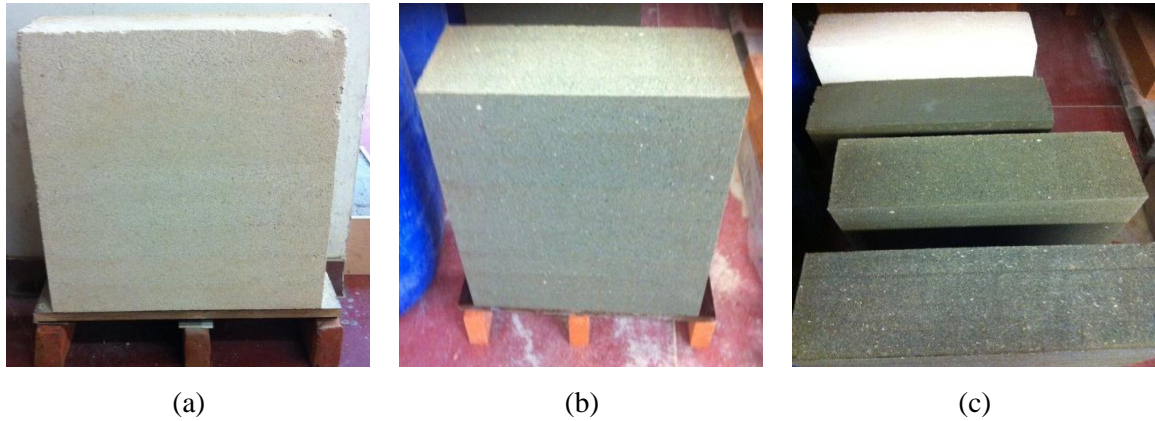


Figura 5.9 – Representação das paredes de taipa: (a) solo natural; (b) com adição de estabilizador; (c) conjunto de paredes realizadas.

Para a medição das deformações foram aplicados em cada provete 4 LVDT, sendo instalados 2 em cada face do provete, permitindo medir eventuais variações ocorridas devido a assimetrias dos provetes. Estes foram dispostos ortogonalmente entre si (como mostra a Figura 5.10), de forma a medir deformações verticais segundo o eixo de aplicação de carga e horizontais, perpendiculares ao mesmo eixo. Os LVDT colocados distam de cada vértice do provete  $1/3$  da diagonal da parede.

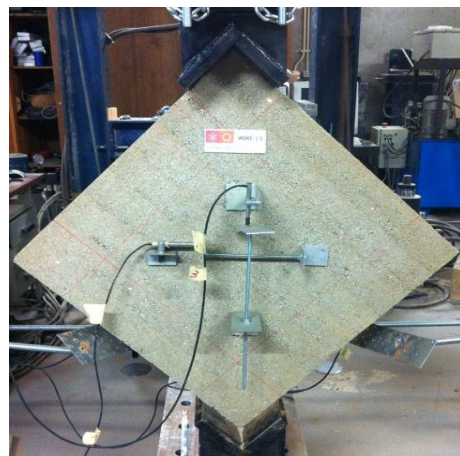
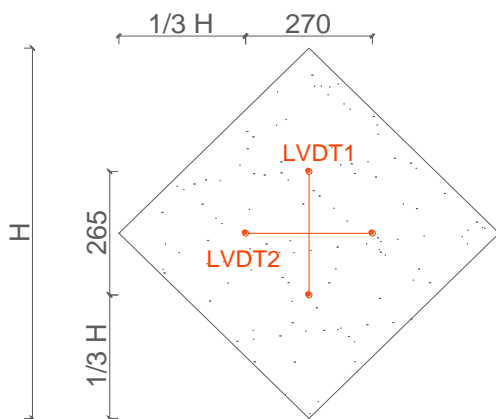


Figura 5.10 – Representação esquemática da posição dos LVDT e fotografia de um dos provetes.



O provete foi colocado na zona central da máquina de ensaio, sendo suportados por duas cunhas em dois vértices opostos de cada provete. Foi também necessária a utilização de dois apoios de madeira que servem de suporte à abertura da parede. O ensaio consiste na aplicação de uma força compressiva vertical de caráter monotónico ao longo de uma das diagonais da parede, tendo sido realizado sob controlo de deslocamento e velocidade de carregamento de 0.004 mm/s até à rotura. O controlo de deslocamento é realizado de forma linear, sendo necessário parar o ensaio quando este atingir 50% da força máxima conseguida, sendo este um dos critérios de paragem. Uma vez que após a rotura o provete se torna instável procede-se então à paragem do ensaio. O modelo esquemático da Figura 5.11 apresenta não só o esquema de ensaio bem como a instrumentação utilizada de auxílio à realização do ensaio. O ensaio foi realizado 46 dias após a realização das paredes, sendo que estas permaneceram à temperatura ambiente para total secagem do material.

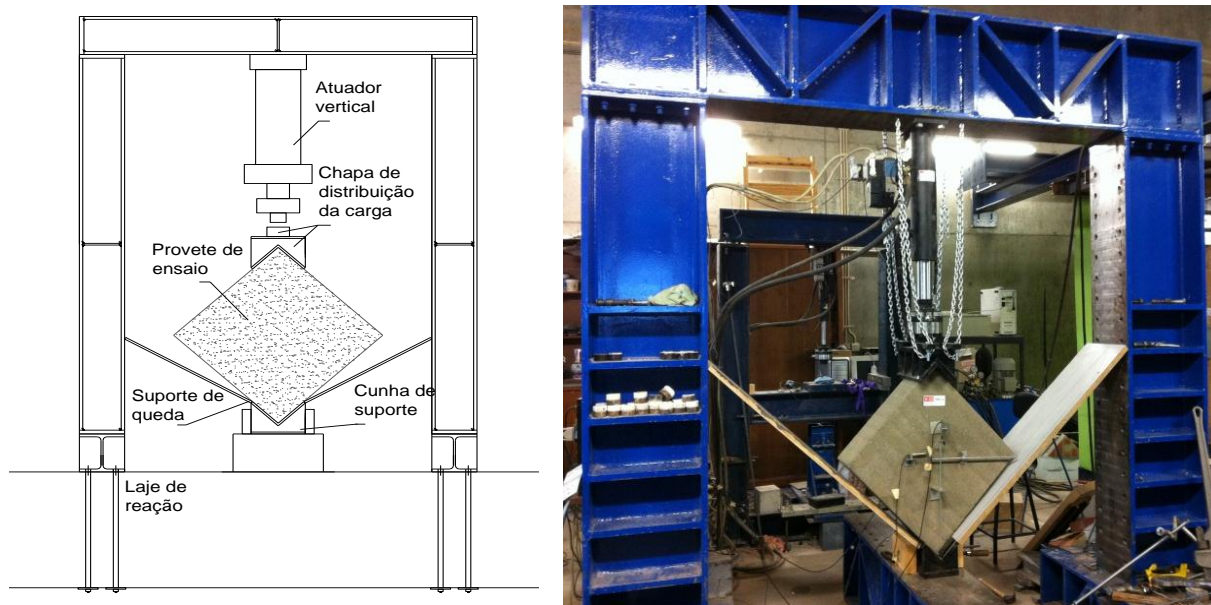


Figura 5.11 – Configuração do ensaio de compressão diagonal.

## • Resultados

O nome atribuído a cada parede, WSRE, representa “Wall Stabilized Rammed Earth” acompanhado de um número que reproduz a percentagem de cinzas volantes adicionada ao material. A rotura do provete foi atingida ao fim de aproximadamente 9 minutos, e o carregamento foi então interrompido. Cada ensaio teve uma duração de aproximadamente 12 minutos sendo que este tempo pode ser diferente dependendo da velocidade estipulada para o

ensaio. A Tabela 5.4 apresenta um quadro resumo com as forças máximas obtidas e respectivos deslocamentos, para cada parede.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão diagonal.

Parede	F (kN)	$d_{vertical}$ (mm)	$d_{horizontal}$ (mm)
<b>WSRE_2.5</b>	22.05	0.121	0.101
<b>WSRE_5.0</b>	21.67	0.109	0.0924
<b>WSRE_7.5</b>	27.27	0.120	0.126

Recorrendo aos dados relativos a forças atuantes e deformações verticais e horizontais, são traçadas curvas de tensão-deformação e obtidos os valores da tensão de corte ( $f$ ), deformação de corte ( $\gamma$ ) e módulo de distorção ( $G$ ), apresentados na Figura 5.12 e Tabela 5.5, respetivamente. Os valores das tensões de corte e extensões são calculados conforme a norma referida nesta secção, enquanto o valor do módulo de distorção de cada parede, é obtido por regressão linear para 1/3 da carga máxima.

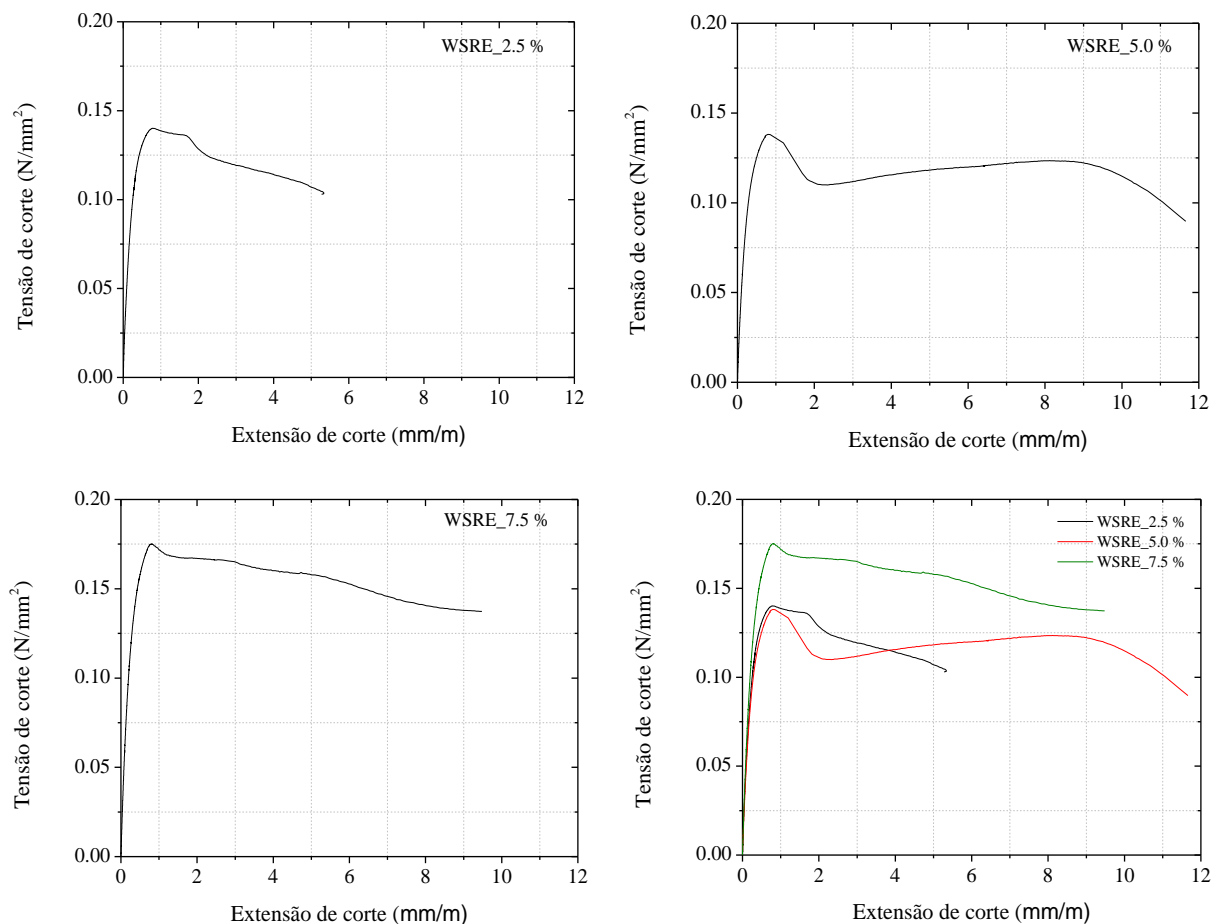


Figura 5.12 – Representação gráfica das curvas tensão-deformação para as diferentes composições.

Tabela 5.5 - Resultados obtidos para o ensaio de compressão diagonal.

<b>Parede</b>	<b><math>f</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> (mm/m)</b>	<b><math>G</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>
WSRE_2.5	0.140	0.831	576
WSRE_5.0	0.138	0.720	505
WSRE_7.5	0.175	0.920	620

A análise dos valores obtidos para cada provete acompanhada dos respetivos gráficos tensão-deformação revela pouca alteração da carga máxima de WSRE\_2.5% para WSRE\_5.0%, tendo-se observado um aumento para WSRE\_7.5%. Como é expectável, quanto maior a percentagem de ativador adicionada ao material natural, maior a capacidade de carga do provete, o que não acontece para a parede WSRE\_5.0 visto que o valor da força máxima conseguida e consequentemente o valor da tensão de corte, diminui ainda que ligeiramente em relação à parede WSRE\_2.5. Para explicar tal facto há a possibilidade dos valores terem sido afetados pela forma de execução da parede, nomeadamente nas quantidades que compõe a parede, da energia de compactação ou compactação menos eficiente e possível microfissuração existente numa das faces laterais da mesma parede, proveniente do seu desmolde. No entanto verifica-se que existe uma diferença significativa entre os valores obtidos para a parede WSRE\_2.5 e WSRE\_7.5 levando a concluir que o aumento da percentagem de cinzas volantes, ajuda de forma significativa ao melhoramento das propriedades mecânicas da taipa. Como valores máximos, obteve-se 0.175 N/mm<sup>2</sup> para a tensão de corte e 620 N/mm<sup>2</sup> para o módulo de distorção.

Em relação às curvas de tensão-deformação, no geral, todas as curvas expostas apresentam comportamentos idênticos com saliência para a ductilidade de pós-pico, sendo este um aspeto muito importante. As curvas são compostas pelos 2 patamares de força, o pré-pico no qual há um crescimento de força e o pós-pico onde se verifica neste caso uma perda de carga. No entanto, a curva relativa à parede WSRE\_5.0 apresenta-se com dois patamares pós-pico explicado possivelmente pela existência de alguma partícula mais grosseira influenciando o respetivo carregamento. Constata-se que a primeira fenda teve origem ainda no patamar pré-pico, sendo que depois houve uma diminuição de carga gradual devido a incapacidade do provete suportar a continuidade do carregamento, uma vez que já se deu a rotura.

A Figura 5.13 ilustra o modo de rotura obtido para as 3 paredes ensaiadas cuja diferença reside na percentagem de cinzas volantes adicionadas à composição.

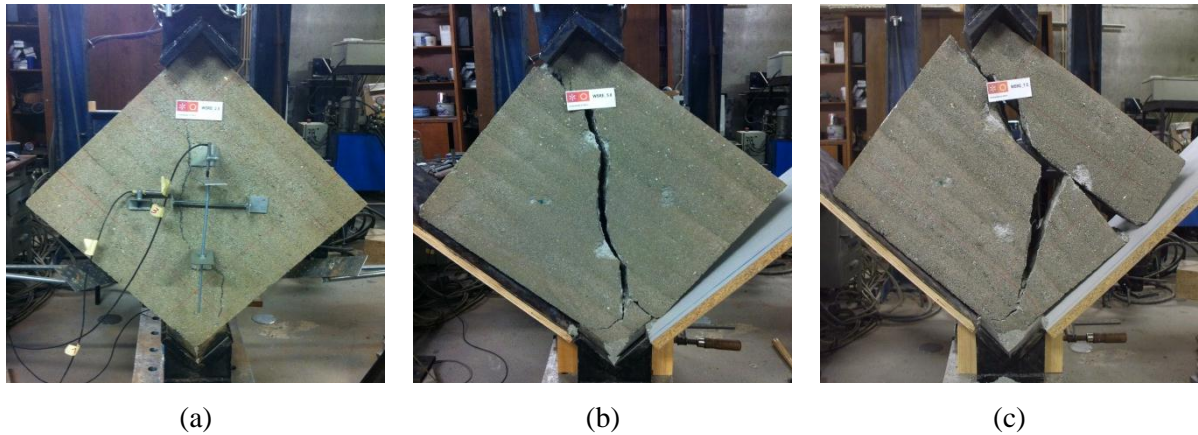


Figura 5.13 – Modo de rotura das paredes: (a) 2.5% de cinzas volantes; (b) 5.0% de cinzas volantes; (c) 7.5% de cinzas volantes.

Em todas as paredes ensaiadas obtiveram-se modos de rotura semelhantes, sendo a fenda de rotura desenvolvida ao longo da diagonal da parede, como se pode ver na Figura 5.13. Verifica-se a não existência de qualquer fissura para além da fissura de rotura, ou seja, as paredes não apresentaram qualquer tipo de microfissuras antes de atingir a rotura nem ao longo da diagonal de rompimento. A fenda de rotura tem origem na interface entre as camadas de compactação, sendo que o expectável seria esta começar a abrir no vértice superior da face da parede. Este facto poderia ser explicado como uma má aderência entre as duas camadas de compactação, no entanto, uma vez que se observa o mesmo acontecimento nas 3 diferentes paredes, é possível assumir como sendo um modo de rotura típico. A abertura da fissura da parede é feita de forma brusca. Pode-se dizer que a configuração da rotura, de um modo geral, mostrou uma fissura vertical no plano da parede paralela ao eixo de aplicação de carga. A abertura da fenda de rotura dá-se após ter atingido a carga de pico, ou seja no regime pós-pico. A parede cuja percentagem é de 7.5% apresenta, para além da fissura de rotura, uma outra de menor dimensão ao longo da interface de duas camadas, podendo dizer que a aderência nestas duas camadas não foi eficaz.

Verifica-se ainda, para as 3 paredes, um esmagamento localizado dos vértices onde foi aplicado o carregamento, devido às tensões de compressão serem mais elevadas nestas zonas atingindo assim o limite de resistência.



## 5.5. Cor

A fim de complementar a informação recolhida através dos variados ensaios, realizou-se o ensaio da cor. Embora este parâmetro seja perceptível a olho nu, as pessoas apresentam pontos de vista diferentes para a mesma cor. Neste sentido, é necessário obter uma caracterização objetiva, recorrendo a uma técnica que permite “medir” a cor de uma dada superfície. No entanto, para se ter uma perceção visual da cor, apresentam-se os diversos provetes estudados na Figura 5.14.

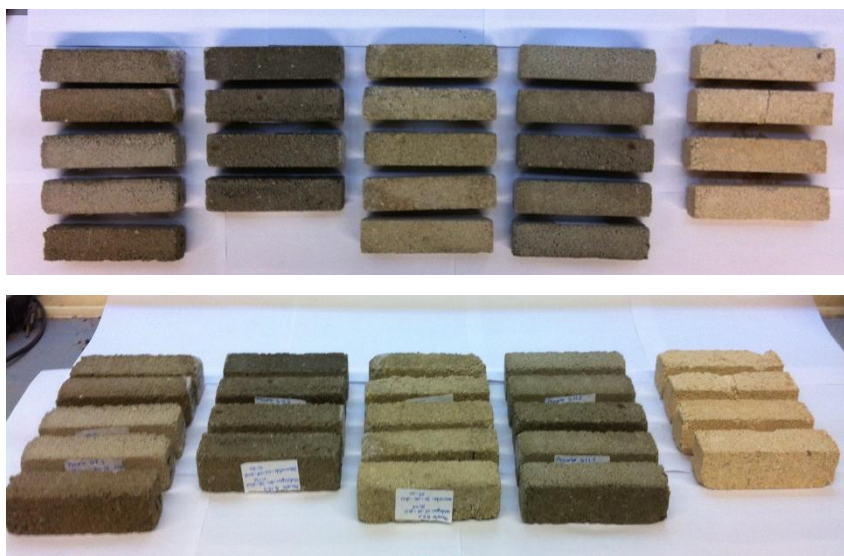


Figura 5.14 – Representação da cor das amostras estudadas.

Uma das formas de avaliar advém do conceito colorimetria como sendo a ciência que mede a cor expressando-a através de valores numéricos de acordo com padrões normalizados (Gliese & Petter, 2001). A cor é influenciada por diversos fatores, nomeadamente, fonte de luz, próprio objeto, o observador e a disposição espacial face à iluminação.

Assim, para caraterizar a cor das composições em estudo, foi usado o método CIELab, sendo este o mais utilizado na indústria têxtil, podendo ser aplicado também às mais diversas situações. Este permite obter informação espacial representada pelas coordenadas  $L^*$ ,  $a^*$  e  $b^*$ , sendo  $L^*$  o eixo da variação do mais escuro (0) para o mais claro (100),  $a^*$  o eixo de variação de cores verde (-a) para vermelho (+a) e  $b^*$  o eixo da variação azul (-b) para amarelo (+b). É neste sistema de três coordenadas que se pode localizar uma cor no espaço. Para se ter uma melhor perceção espacial, observa-se a Figura 5.15 onde as coordenadas são apresentadas.

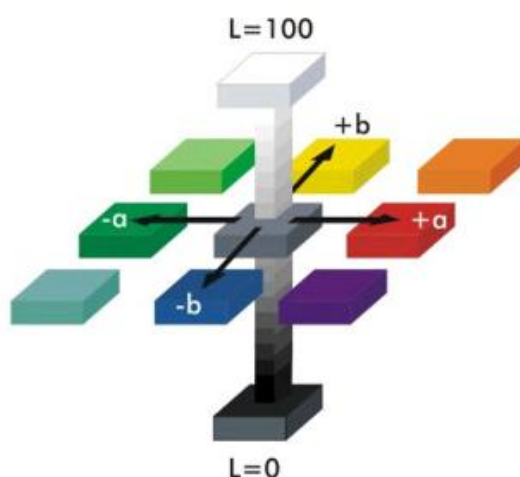


Figura 5.15 – Espaço de cores do sistema CIELab (Quimanil).

O sistema CIELab, após recolher a informação do conjunto de coordenadas, avalia a diferença (D) existente entre os valores obtidos na amostra padrão (neste caso o solo natural) e os restantes valores aplicados às outras cores (material estabilizado). Neste sentido, apresenta-se a Tabela 5.6, que permite ter o resultado em relação a cada cor (como exemplo de cálculo tem-se:  $DL^* = L^* \text{ amostra} - L^* \text{ padrão}$ ). Posteriormente, recorrendo a um cálculo matemático, é calculada a diferença total da cor da amostra em relação à cor padrão DE. Neste estudo o solo natural é a amostra padrão e as alterações realizadas através da adição de material estabilizador são as amostras avaliadas.

Tabela 5.6 – Interpretação do ensaio da cor (Quimanil)

Resultados	> 0	< 0
$DL^*$	Amostra mais clara que o padrão	Amostra é mais escura que o padrão
$Da^*$	Amostra é mais avermelhada que o padrão	Amostra é mais esverdeada que o padrão
$Db^*$	Amostra é mais amarelada que o padrão	Amostra é mais azulada que o padrão

Deste modo, foram testados seis provetes de solo natural bem como de solo estabilizado, através do espectrofotómetro, e obtidas as coordenadas para cada um. As composições de solo estabilizado ensaiadas foram de 5%, 10% e 15% de cinzas volantes. Foi também feito um

estudo para o solo residual granítico estudado por Escobar (2011), por forma a verificar a variabilidade da cor (SRGE foi o nome atribuído a este solo e representa Solo Residual Granítico Escobar). A Figura 5.16 mostra o ensaio realizado.



Figura 5.16 – Realização do ensaio da cor.

Após executado o ensaio, os valores dos parâmetros foram obtidos e devidamente analisados. Desta forma, foram calculadas as respetivas diferenças entre os parâmetros relativos à amostra padrão e às amostras estabilizadas, apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Resultados obtidos para o ensaio da cor.

<b>Parâmetros</b>	<b>Padrão_5%</b>	<b>Padrão_10%</b>	<b>Padrão_15%</b>	<b>Padrão_SRGE</b>
DL <sup>*</sup>	15.45	19.24	19.31	1.96
Da <sup>*</sup>	3.27	3.44	4.49	1.04
Db <sup>*</sup>	11.20	12.87	16.37	7.17
DE	19.36	23.40	25.71	7.51

Pela análise da tabela anterior e de acordo com a informação exposta na Tabela 5.6, nota-se que ao nível do parâmetro DL<sup>\*</sup>, todas as percentagens apresentam uma cor mais escura em relação à amostra padrão (solo natural), havendo um aumento na diferença do valor, tal situação explicada pelo aumento da percentagem de cinzas volantes. Em relação aos restantes parâmetros, Da<sup>\*</sup> e Db<sup>\*</sup>, conclui-se que as amostras estabilizadas são mais esverdeadas e azuladas que a amostra padrão. O valor de DE para a amostra SRGE é relativamente baixo, valor explicado pela semelhança da cor do material em relação à referência (de salientar o mesmo tipo de solo variando apenas o local de recolha diferente). Em comparação com os restantes valores de DE, nota-se um aumento significativo tendo em conta que a amostra padrão é bastante mais clara do que as restantes amostras.

Este método de ensaio pode ser usado no futuro, quando se tentar aproximar a cor dos provetes ativados à cor natural do solo, através da adição de substâncias corantes.

## 5.6. Jato de água

O ensaio de jato de água é um teste que permite determinar a erosão relativa de blocos de taipa, cujos resultados obtidos são semelhantes aos do ensaio de durabilidade. O teste foi realizado em conformidade com o descrito na norma NZS - 4298 (1998). Uma vez que a previsão seria trabalhar com material de maiores resistências em relação ao solo natural, era de esperar menores ou nenhuma influência caso fosse feito o ensaio da gota. Neste sentido, optou-se por este ensaio na medida em que as condições de desgaste são mais fortes, analisando assim situações mais críticas.

Para realização do ensaio foi necessário executar uma série de provetes de diferentes composições, com dimensões de  $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ . O seu processo de execução é idêntico ao descrito na secção 4.7. tendo sido ensaiados 28 dias após a sua secagem à temperatura ambiente. Foram realizados 3 provetes para cada percentagem de cinzas volantes, sendo estas 2.5%, 5.0% e 7.5%. A sigla DSRE apresentada em cada provete de ensaio diz respeito a “Durability Stabilized Rammed Earth” acompanhado da respetiva percentagem de cinzas volantes, identificando assim cada composição. Optou-se também por ensaiar o cubo composto por solo natural de forma a poder relacionar com os resultados obtidos para os restantes cubos compostos por material estabilizado.

O provete de ensaio é então colocado frente ao jato de água, com pressão e distância equivalente à regulamentada. O tempo regulamentar do ensaio é de 1 hora, sendo que se o desgaste ocorrer num menor tempo dá-se por terminado o mesmo. O ensaio é interrompido em intervalos de 15 minutos para poder observar a evolução da erosão do provete. Na Figura 5.17 observa-se o esquema de ensaio descrito.

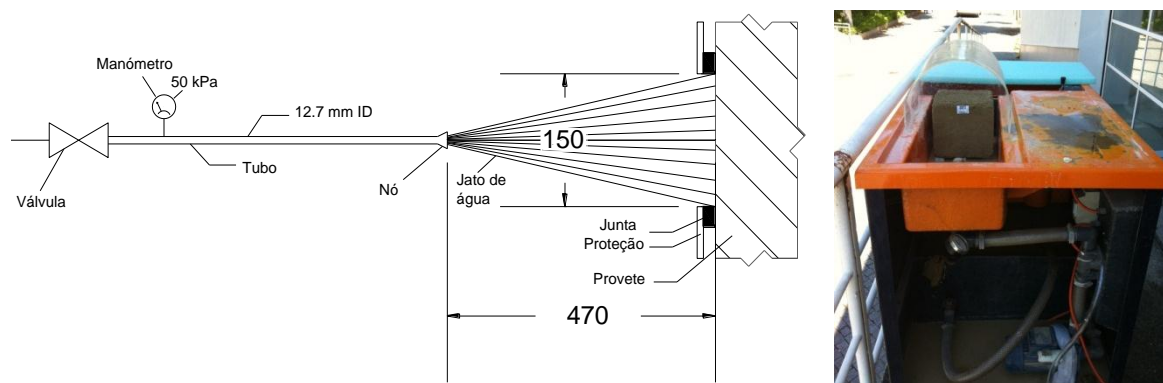


Figura 5.17 – Configuração do ensaio de jato de água.

Como foi referido no ensaio de durabilidade na secção 4.7., o desempenho do provete é avaliado em função da profundidade provocado pela água e da penetração desta. Assim, observa-se que apenas o provete de solo natural sofreu erosão levando ao desgaste quase total do mesmo (ver Figura 5.18). Em relação aos provetes compostos pelo solo estabilizado nada foi observado, isto é, após ter passado 1 hora de ensaio o provete manteve-se intacto e com um valor nulo de profundidade de erosão, que pela análise da Tabela 4.10 presente na secção 4.7., origina um índice de erosão igual a 1. Este facto permite concluir que a adição de material estabilizador melhora as características em relação ao material natural. Na Figura 5.18 o nível de erosão pode ser observado para cada provete.

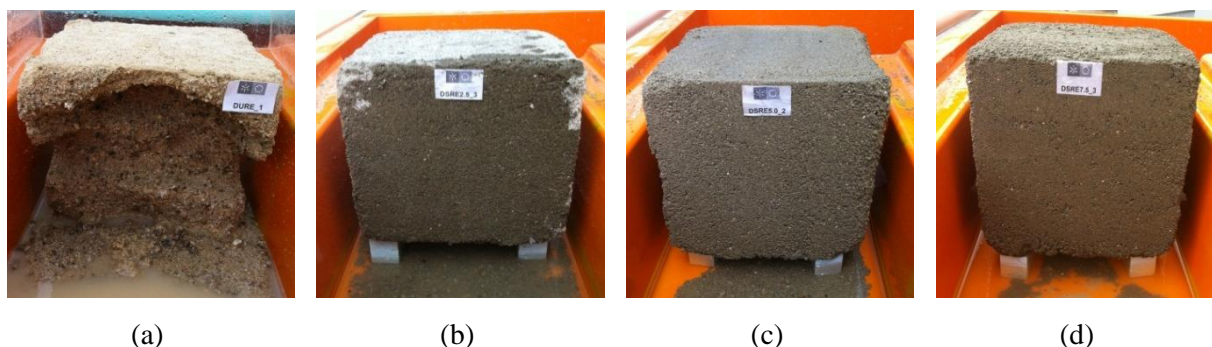


Figura 5.18 – Representação dos níveis de erosão obtidos: (a) DURE\_1; (b) DSRE\_2.5; (c) DSRE\_5.0; (d) DSRE\_7.5.

Ainda foi possível fazer uma avaliação à penetração de humidade para cada provete (ver Figura 5.19), constatando que, no geral, a penetração se deu em toda a largura do provete. Aquando da realização do ensaio houve necessidade de colocar o provete sobre uns apoios sendo que a água depositada na base do equipamento atingia o provete, podendo assim influenciar os resultados da penetração de humidade. No entanto, uma vez que o ensaio



decorreu durante um longo período de tempo, é possível que, apesar de existir erosão, tenha existido um elevado nível de penetração de humidade.

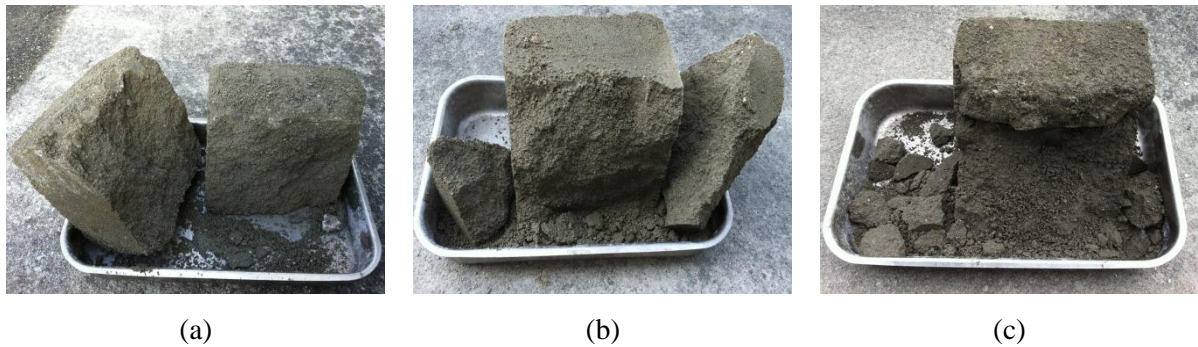


Figura 5.19 – Resultado da penetração de humidade nos provetes: (a) DSRE\_2.5; (b) DSRE\_5.0; (c) DSRE\_7.5.

## 5.7. Análise e discussão de resultados

A Tabela 5.8 apresenta um resumo de todas as propriedades obtidas com a realização dos ensaios descritos ao longo deste capítulo, acompanhada também de alguns comentários e comparações. Salienta-se a inexistência do ensaio de compressão diagonal na tabela, uma vez que este ensaio será abordado neste subcapítulo de forma mais pormenorizada.

Tabela 5.8 – Resumo dos resultados obtidos para a taipa com solo estabilizado.

Teste	Propriedade de avaliação	Parâmetro		Resultados obtidos
Resistência à compressão (cilindros)	Mecânica	Resistência	CSRE_2.5	0.724
		média	CSRE_5.0	0.929
		(N/mm <sup>2</sup> )	CSRE_7.5	1.094
		Módulo de	CSRE_2.5	1145
		elasticidade	CSRE_5.0	1168
		médio	CSRE_7.5	2858
Resistência à flexão (vigas)	Mecânica	Resistência	BSRE_2.5	0.199
		média de	BSRE_5.0	0.410
		flexão	BSRE_7.5	0.273
		(N/mm <sup>2</sup> )	BSRE_10.0	0.415

Resistência à compressão (vigas)	Mecânica	Resistência média de compressão (N/mm <sup>2</sup> )	BSRE_2.5	1.128
			BSRE_5.0	1.444
			BSRE_7.5	1.659
			BSRE_10.0	1.734
Jato de água	Durabilidade	Profundidade (índice de erosão)	DSRE_2.5	1
			DSRE_5.0	1
			DSRE_7.5	1
			DSRE_2.5	Inadequado* <sup>1</sup>
		Penetração	DSRE_5.0	Inadequado* <sup>1</sup>
			DSRE_7.5	Inadequado* <sup>1</sup>
Ensaio de cor	Cor	Coordenadas* <sup>2</sup> no espaço tridimensional	Padrão_2.5%	19.36
			Padrão_5.0%	23.40
			Padrão_7.5%	25.71
			Padrão_SRGE	7.51

\*<sup>1</sup> O resultado inadequado não é de todo legítimo uma vez que a penetração existente pode ser devido ao contacto do provete com a água existente por baixo do mesmo, como já foi explicado na secção 5.5.

\*<sup>2</sup> Diz respeito ao valor de DE apresentado na secção 5.5.

Em relação ao ensaio de compressão em cilindros observa-se um aumento da capacidade de carga com o aumento da quantidade de estabilizador, como seria esperado.

Para verificar a viabilidade da adição do material estabilizador, é realizada uma comparação em relação à resistência à compressão obtida no ensaio de compressão cujo material é solo natural. A Figura 5.20 permite observar, de forma gráfica, os valores de resistência à compressão e do módulo de elasticidade obtidos para o solo natural, bem como quando este é influenciado pela adição de um material estabilizador. Verifica-se que a resistência à compressão, uma vez sendo um fator de grande importância para a viabilidade da construção em terra, aumenta para o solo estabilizado, salientando o impacto muito considerável desta técnica. Também, dentro da gama de estabilização realizada, nota-se o crescimento dos valores das características mecânicas à medida que a percentagem de cinzas volantes é aumentada, podendo até dizer que existe uma relação praticamente linear.

Relativamente ao módulo de rigidez depara-se com uma grande diferença em relação ao solo natural apresentando valores bastante superiores. As curvas de variação deste parâmetro em função da tensão apresentam uma variabilidade maior em relação ao solo no estado natural.

Uma grande diferença reside na não existência de um patamar constante de estabilização como acontecia para o solo no estado natural. A semelhança das curvas é notória sendo os valores obtidos ligeiramente diferentes entre provetes da mesma composição, à exceção do provete 1 da composição WSRE\_2.5 que apresenta um início de curva diferente, assumindo um valor mais baixo de módulo de rigidez.

Pode-se assim concluir que a estabilização por meio de cinzas volantes permitiu um melhoramento do material de forma significativa, assumido o dobro das resistências à compressão em relação ao solo natural para a composição com maior % de cinzas.

Relativamente às recomendações referidas na secção 4.8. acerca dos valores mínimos de resistência à compressão, verifica-se o cumprimento de algumas das recomendações, com a adição do estabilizador. Em contrapartida, a cor do material foi alterada significativamente, sendo este um aspeto a melhorar futuramente.

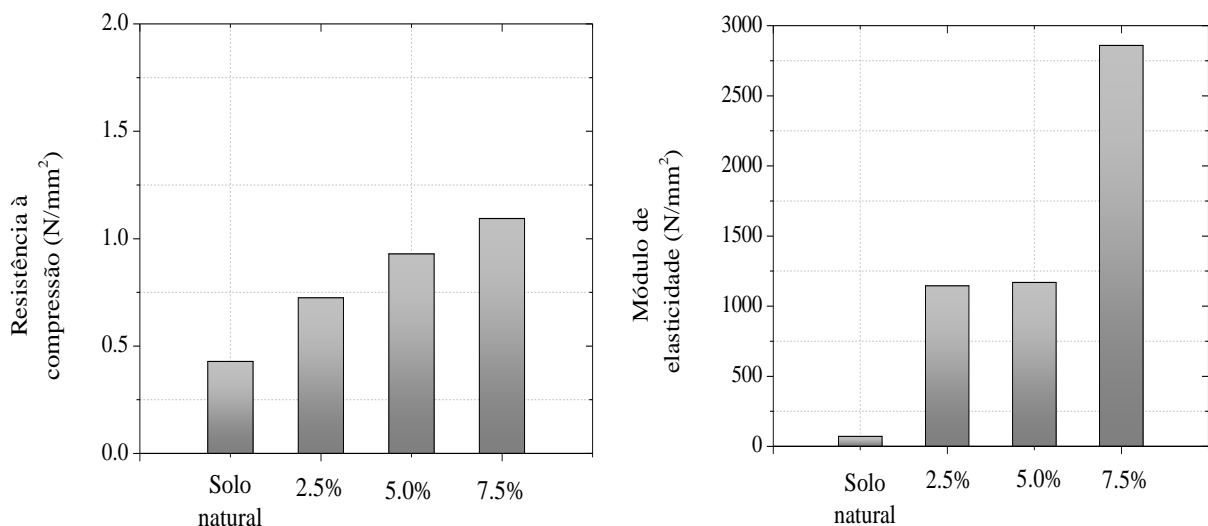


Figura 5.20 – Relação entre o solo natural e estabilizado para a resistência à compressão e módulo de elasticidade.




Em relação ao ensaio de compressão diagonal,  $0.140 \text{ N/mm}^2$ ,  $0.138 \text{ N/mm}^2$  e  $0.175 \text{ N/mm}^2$  foram as resistências de corte obtidas para WSRE\_2.5, WSRE\_5.0 e WSRE\_7.5.

As paredes em estudo apresentam um bom comportamento quando comparadas com as paredes de solo natural, tanto no acréscimo de capacidade de carga (apesar da parede de solo natural não ter sido testada devido à elevada fragilidade do material) como na ductilidade da mesma aquando a sua rotura. Para ter uma boa perceção da evolução das propriedades



estudadas é apresentada uma tabela resumo (ver Tabela 5.9) onde se relacionam as diferentes composições ao nível de todas as características obtidas.

Tabela 5.9 – Resumo do ensaio de compressão diagonal.

	WSRE_2.5	WSRE_5.0	WSRE_7.5
<b>Propriedades</b>			
Resistência de corte (N/mm <sup>2</sup> )	0.140	0.138	0.175
Deformação de corte (mm/m)	0.831	0.720	0.920
Módulo de distorção (N/mm <sup>2</sup> )	576	505	620

Verificam-se, pela análise da Tabela 5.9, variações nas resistências de corte devido às características da composição do material de cada parede. De um modo geral, observa-se pela Figura 5.12 presente na secção 5.4. que, qualquer aumento da percentagem de cinzas volantes ao material estabilizador numa parede de terra, faz aumentar a sua resistência de corte. Isto demonstra que o conjunto solo natural-estabilizador funciona como um mecanismo de melhoramento das propriedades mecânicas da taipa.

Uma vez que existe uma escassez de resultados sobre este ensaio aplicados à taipa, é realizada uma comparação face a outros materiais. Varum et al (2011) apresenta uma caracterização do comportamento mecânico de paredes de alvenaria em adobe, obtendo valores de tensão de rotura em corte entre 0.022 MPa e 0.032 MPa, com um valor médio de 0.026 MPa. Embora este material utilizado na taipa tenha sido estabilizado, verifica-se uma maior capacidade resistente em relação ao adobe estudado por Varum et al (2011). Tal como acontece para a resistência ao corte, o módulo de distorção também varia de forma crescente na taipa em relação ao adobe, verificando para o adobe um valor médio de 40 MPa.

Relativamente ao ensaio de jato de água observam-se resultados dentro do padrão de recomendações, como já foi referido na secção. 5.6.

O ensaio da cor permitiu ver de que forma a estabilização do material afeta visualmente uma estrutura. Assim, em relação ao material no estado natural, observa-se uma diferença bastante significativa da cor, o que não é desejado. Note-se que, com o aumento da percentagem de cinzas volantes o material se vai tornando mais escuro. Assim, o ideal seria ter valores relativamente baixos, como acontece com a comparação entre este solo e o SRGE, cujo valor de DE é de 7.51.



## **6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS**

A construção em terra é uma técnica construtiva bastante utilizada há milhares de anos. Para além de servir para construir abrigos a diferentes populações, esta técnica permitiu o desenvolvimento de construções consideradas património da humanidade. Um pouco por todo o mundo a construção em terra é notória, mesmo que já não seja assumida como um meio de abrigo. Em Portugal a taipa, o adobe ou o tabique são encontrados em habitações existentes. No entanto, com o desenvolvimento de novos materiais, esta técnica entrou em decadência durante um longo período. Contudo, as inúmeras vantagens que advêm deste método construtivo e a forma sustentável como este é encarado levaram a que muitos autores voltassem a engendrar por este caminho nos dias atuais.

Particularizando, a construção em taipa é uma técnica predominante na zona Sul e Centro de Portugal. Na região do Minho, a grande abundância de material bem como a baixa perigosidade sísmica são fatores aliciantes para o desenvolvimento desta técnica construtiva, apesar da quase inexistência de qualquer tipo de construção em terra. Desta forma, dá-se elevada importância à avaliação da adequação deste solo para a construção.

O trabalho realizado dividiu-se fundamentalmente em ensaios expeditos de caracterização do solo e ensaios laboratoriais para caracterização geotécnica e avaliação da construção em taipa. Os ensaios expeditos, aplicados ao solo no estado natural permitiram concluir que o solo proveniente da região do Minho tem um baixo teor em argila e consequentemente pouca plasticidade (ver o ensaio do charuto ou o ensaio da bola), dificultando assim a sua aplicação na construção. Para complementar esta informação, foram realizados uma série de ensaios laboratoriais os quais comprovaram não só a baixa quantidade de argila presente no solo mas também todas as características aferidas nos ensaios expeditos. A análise granulométrica demonstrou a adequação do solo à construção em taipa uma vez que, no geral, as curvas obtidas se inserem nas envolventes propostas pelos diversos autores. No que diz respeito à durabilidade do material, verificou-se um bom desempenho do material para aplicação na construção. O grande condicionante, que deu origem ao ponto fulcral desta dissertação, passa pela obtenção de baixas propriedades mecânicas, nomeadamente baixa resistência à compressão, cujo valor médio é de  $0.43 \text{ N/mm}^2$ . Portanto, o método de estabilização do solo por meio de uma ativação alcalina de cinzas volantes surge de forma a obter uma melhoria das propriedades mecânica do material e por conseguinte poder aplicar o solo da região do Minho na construção em taipa.

Os ensaios laboratoriais foram realizados para o solo estabilizado com diferentes percentagens de cinzas volantes, 2.5%, 5.0% e 7.5%, de forma a cumprir os requisitos mínimos, tendo em conta o menor uso possível de cinzas volantes. Assim, a máxima resistência à compressão obtida foi de  $1.09 \text{ N/mm}^2$  o que mostra um aumento (mais do que o dobro) em relação ao solo no estado natural, apesar de se referir à percentagem mais elevada de cinzas volantes. Relativamente às recomendações acerca dos valores mínimos de resistência à compressão, verifica-se o cumprimento dos requisitos propostos por Maniatidis & Walker (2003) bem como o proposto por CYTED (1995). Perante a escassez de informação relativa à realização do ensaio de compressão diagonal aplicada à taipa, os resultados obtidos foram comparados com resultados aplicados ao adobe. Pode-se afirmar que os resultados foram satisfatórios tendo em conta que para o adobe a resistência ao corte média obtida foi de  $0.03 \text{ N/mm}^2$ . Com o ensaio de jato de água verificou-se que as características de durabilidade da taipa são melhoradas. Embora se tenha obtido resultados satisfatórios, o ensaio da cor tornou-se um obstáculo neste caminho uma vez que a cor natural do solo foi completamente alterada com a adição do material estabilizador, podendo ser vista como uma consequência negativa deste processo.

Desta forma, a resistência à compressão para material reforçado por meio de cinzas volantes, deixa de ser um fator limitante para a construção em terra batida no norte de Portugal, pelo que se pode obter maiores resistências com o aumento da percentagem de cinzas volantes, conseguindo assim cumprir mais alguns requisitos propostos. Pode-se afirmar que os resultados obtidos até agora parecem muito promissores no melhoramento das propriedades do solo para construção de terra.

Em relação a trabalhos futuros, este trabalho pode então apresentar-se como uma base sólida para dar a continuidade a novos estudos. Podem ser estudadas novas composições de cinzas volantes com o intuito de otimizar a resistência, sendo estas validadas através de ensaios laboratoriais. Deve-se ainda submeter as construções de taipa estabilizada à ação climática natural monitorizando a sua evolução. Uma vez que a cor foi um parâmetro variável com a adição de estabilização, podem ser estudadas novas soluções, através da adição de pigmentos, de forma a aproximar o resultado à cor do solo natural. Tendo em conta que existe uma escassez de regulamentação para construção em taipa, o desenvolvimento de códigos para o dimensionamento neste tipo de material deverá ser outro dos objetivos futuros. Por último deverá ser realizado um estudo relativo à aplicação desta técnica de estabilização comparativamente a outro tipo de técnicas.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D2488, 2000. *Standard Practice for Description and Identification of Soils* (Visual-Manual Procedure). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM D4943, 1995. *Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM E519 – 02, 1993. *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*.

AUROVILLE, E. I., s.d.. *A TRADIÇÃO milenar*. Disponível em [www.earth-auroville.com/world\\_techniques\\_introduction\\_en.php](http://www.earth-auroville.com/world_techniques_introduction_en.php), consultado em 01/01/2012.

BERTAGNIN, M., 1999. *Architetture di Terra in Italia. Tipologie, tecnologie e culture costruttive*. Edicom Edizione.

BLONDET, M., GARCIA, G. & BRZEV, S., 2003 *Earthquake - Resistant Construction of Adobe Buildings: A Tutorial*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California 94612-1934.

CARVALHO, J. M. P. P., 2009. *Construções em Tabique na Região de Trás-os-Montes e Alto Douro*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.

CHARLES, J., 2002. *Ground Improvement: the Interaction of Engineering Science and Experience-Based Technology Ground and Soil Improvement*. A. Raison, Institute of Civil Engineers, Thomas Telford.

COLAÇO-DO-ROSÁRIO, M., 2001. *A Modernidade Agrária da Região do Douro e o Desenvolvimento Regional*. Comunicação apresentada no VIII Encontro da Associação Portuguesa para o Desenvolvimento Regional - Desenvolvimento e Ruralidades no Espaço Europeu, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real. Disponível em [http://home.utad.pt/~des/acervo\\_des/](http://home.utad.pt/~des/acervo_des/), consultado em 22/10/2012.



CORREIA, P., MELO, S., FERNANDES, T., (s.d.). *Taipa, adobe e tabique*. Disponível em <http://saberes.no.sapo.pt/taipa.htm>, consultado em 26/10/2012.

CORREIA, M., 2006. *Terra: Forma de construir. Arquitectura . Antropologia . Arquilogia - 10ª Mesa-Redonda de Primavera*. Argumentum, pp. 12-18.

CRISTELO, N, 2009. *Deep soft soil improvement by alkaline activation*. Tese de Doutoramento, Newcastle University.

CRISTELO, N., GLENDINNING, S., MIRANDA, T., OLIVEIRA, D., SILVA, R., 2012. Soil stabilisation using alkaline activation of fly ash for self compacting rammed earth construction.

DOAT P.; HAYS, A.; HOUBEN, H.; MATUK, S; VITOUX, F., 1979. *Construire en terre*. CRAterre – École d'Architecture de Grenoble. France.

EN 1015-11, 1999. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.

ESCOBAR, M. C., 2011. *Rammed earth: feasibility of a global concept applied locally*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães.

FARIA, O. B., SILVA, F. M. & INO, A., 2005. *Sistema construtivo com paredes estruturais de adobe, em habitação de interesse social rural: um estudo de caso no assentamento rural "Fazenda Pirituba" (ITAPEVA-SP)*. I Seminário Mato-Grossense de habitação de interesse social. pp. 670 – 677.

FERNANDES, M., 2008. *Arquitectura em Terra*. In V Seminário Arquitectura Sustentável, Barcelos.

FERNANDES, M. & CORREIA, M., 2005. *Earth Architecture in Portugal. - Arquitectura de Terra em Portugal*. Argumentum.

GLIESE R. & PETTER C. O., 2001. Shouthern Hemisphere MEETING on Mineral Technology. Rio de Janeiro, Vol 3, pp, 18-22.

GONÇALVES, C., 2010. *Construção de tabique da associação de municípios da terra quente transmontana (amtqt)*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real.

HOUBEN, H; GUILLAUD, H., 1989. *Traité de Constrution en Terre*. Parenthèses, Marseille, France.

HOUBEN, H., GUILLAUD, H., 2008. *Earth Construction: A comprehensive guide*. Parenthèse, Marseille. France.

JAQUIN, P. A., AUGARDE, C. E. & GERRARD, C. M., 2008. *A chronological description of the spatial development of rammed earth techniques*. International Journal of Architectural Heritage 2, pp. 377-400.

LACOUTURE, L., BERNAL, C., ORTIZ, J. & VALENCIA, D., 2007. *Estudios de vulnerabilidade sísmica, rehabilitacion y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada*. APUNTES vol. 20, núm. 2, pp. 286-303.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. *Solos. Análise granulométrica*. Lisboa: LNEC, Especificação E 196-1966.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. *Solos. Ensaio de compactação*. Lisboa: LNEC, Especificação E 197-1967.

LOURENÇO, P., 2005. *Earth Architecture in Portugal - Arquitectura de terra em Portugal. Construção em terra - viabilidade económica*. Argumentum, pp. 198 – 201.

LOURENÇO, P., BRITO, J. D. & BRANCO, F., 2002. *Novas tecnologias na aplicação de terra crua na construção*. Disponível em [http://www.planetacad.com/PresentationLayer/Estudo\\_01.aspx?id=10&canal\\_ordem=0403](http://www.planetacad.com/PresentationLayer/Estudo_01.aspx?id=10&canal_ordem=0403), consultado em 02/01/2012.

MACEDO, C., 2008. *Research terra*. Disponível em <https://sites.google.com/site/researchterra/images/images-portugal>, consultado em 06/09/2012.

Martins, C., 2011. *Reparação das construções em taipa através de caldas*. Dissertação de mestrado

MASCARENHAS, A., 2006. *Paisagens de Barro: Espaços não convencionais em sociedades não ocidentais*. In *I Seminário Arquitectura e Construção com Terra no Brasil e IV Seminário Arquitectura de Terra em Portugal*, Minas Gerais.

MATEUS, R., 2004. *Novas tecnologias construtivas com vista à sustentabilidade da construção*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães.

MANIATIDIS, V. AND WALKER, P., 2003. *A review of rammed earth construction*. Bath, UK: University of Bath.

MINKE, G., 2006. *Building with earth: design and technology of a sustainable architecture*. Birkhäuser - Publishers for Architecture, Basel-Berlin-Boston.

MITCHELL, J., 1981. *Soil Improvement – State of the Art Report*. Proc. Tenth Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Stockholm, Vol. 4, pp. 509-565.

MOPT, 1992. *Bases Para el Diseno y Construcción con Tapial*. Madrid, Spain: Centro de Publicaciones, Secretaria General Técnica, Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Spain.

NP EN 1998-1, 2010. Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

NP83, 1965. Densidade das partículas. Norma portuguesa.

NP143, 1969. Limites de consistência. Norma portuguesa.

NZS, 1998. New Zealand Standard 4298: 1998, Materials and workmanship for earth buildings: Standards New Zealand, Wellington. OK

PINHO, F., 2001. *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

QUIMANIL, s.d., Disponível em [http://www.quimanil.com.br/empresa/informacoes\\_detalle.php?id=7](http://www.quimanil.com.br/empresa/informacoes_detalle.php?id=7), consultado em 01/11/2012.

ROCHA, M., 2005. *Earth Architecture in Portugal - Arquitectura de Terra em Portugal. Taipa na arquitectura tradicional: técnica construtiva*. Argumentum, pp. 22 – 26.

- ROCHA, M., 2006. *Terra: Forma de construir. Arquitectura . Antropologia . Arquilogia. 10ª Mesa-Redonda de Primavera*. Argumentum, pp. 26 – 31.
- SCHRECK, H., 2005. *Earth Architecture in Portugal - Arquitectura de Terra em Portugal. Da planta livre à liberdade da planta*. Argumentum, pp. 162 – 165.
- SILVA, R., OLIVEIRA, D., MIRANDA, T., ESCOBAR, M., CRISTELO, N., 2012. *Rammed earth: feasibility of a global concept applied locally. Construção em taipa: viabilidade de um conceito global aplicado localmente* (relatório interno).
- STANDARDS AUSTRALIA, 2002. *The Australian Earth Building Handbook*. Sydney: Standards Australia International.
- TORGAL, F.; JALALI, S., s.d.. *Construção em Terra: Algumas Considerações sobre a Selecção de Solos*.
- VARUM, H., SILVEIRA, D., CARVALHO, J., FIGUEIREDO, A., COSTA, A., 2011. *Caraterização do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de adobe*. VIII Congresso de Tierra en Cuenca de Campos, Valladolid.
- VIANA DA FONSECA, A., 1996. *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Tese de doutoramento, Universidade do Porto, Portugal.
- WOODWARD, J., 2005. *An Introduction to Geotechnical Processes*. Spon Press.



## **ANEXOS**

## ANEXO A – Sistema Único de Classificação dos Solos, USCS

Tabela A.1 – Classificação geotécnica, Sistema Único de classificação dos solos, USCS (Houben & Guillaud, 2008).

Mais de metades elementos têm um diâmetro superior a 0,8 mm Solo grosseiro	Mais de metade dos elementos > 0.08 mm com diâmetro > 2 mm Gravilha		Sem finos	Todos os diâmetros são representados, nenhum predomina	GW	Cascalho limpo bem classificados
				Um tamanho de grão ou uma fração de grão predomina	GP	Cascalho limpo mal classificados
			Com finos	Elementos finos não têm coesão	GM	Cascalho siltoso
				Elementos finos têm coesão	GC	Cascalho arenoso
	Mais de metade dos elementos > 0.08 mm com diâmetro > 2 mm Areia		Sem finos	Todos os diâmetros são representados, nenhum predomina	SW	Areia limpa bem classificado
				Um tamanho de grão ou uma fração de grão predomina	SP	Areia limpa mal classificados
			Com finos	Elementos finos não têm coesão	SM	Areia siltosa
				Elementos finos têm coesão	SC	Areia arenosa
Mais de metades elementos têm um diâmetro inferior a 0,8 mm Solos finos - argila e silte	Solos argilosos e siltosos	Limite de liquidez < 50%			CL	Baixa plasticidade argila
				Inorgânico	ML	Baixa plasticidade silte
				Orgânico	OL	Silte e areias orgânico com baixa plasticidade
		Limite de liquidez > 50%			CH	Altamente plástico areia
				Inorgânico	MH	Altamente plástico silte
				Orgânico	OH	Orgânico altamente plástico silte e areia

## ANEXO B – Resultados do ensaio de compressão de cilindros

Tabela B.1 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão de cilindros.

	CSRE_2.5			CSRE_5.0			CSRE_7.5		
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon$ (‰)	E (N/mm <sup>2</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon$ (‰)	E (N/mm <sup>2</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon$ (‰)	E (N/mm <sup>2</sup> )
1	-	-	-	0.685	2.450	1351	1.026	1.217	2668
2	0.699	2.037	1341	1.014	3.065	917	1.162	1.004	3048
3	0.748	3.513	949	1.088	4.019	1237	-	-	-
<b>Média</b>	0.724	2.775	1145	0.929	3.178	1168	1.094	1.110	2858
<b>CoV (%)</b>	4.817	37.601	24.184	23.071	24.870	19.265	8.765	13.528	9.405



## ANEXO C – Resultados do ensaio de flexão e compressão de prismas

Tabela C.1 – Resultados obtidos para o ensaio de flexão.

Composição	Provete	$F_{\max}$ (N)	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )
2.5%	1	62.80	0.151
	2	173.42	0.428
	3	73.76	0.191
	4	45.94	0.116
	5	42.39	0.107
5.0%	1	209.88	0.505
	2	228.21	0.535
	3	123.55	0.305
	4	128.54	0.301
	5	172.32	0.404
7.5%	1	196.09	0.460
	2	115.32	0.270
	3	109.27	0.263
	4	108.31	0.254
	5	51.38	0.120
10%	1	133.72	0.330
	2	248.77	0.583
	3	154.05	0.361
	4	155.94	0.384

Tabela C.2 – Resultados obtidos para o ensaio de compressão.

<b>Composição</b>	<b>Provete</b>	<b>F<sub>max</sub> (N)</b>	<b>f<sub>c</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>
2.5%	1	677.2	0.434
	2	1304.8	0.836
	3	3314.9	2.072
	4	1880.1	1.237
	5	1748.9	1.15
	6	1871.8	1.199
	7	1276.8	0.818
	8	1989.5	1.127
5.0%	1	2139.7	1.372
	2	3346.3	2.15
	3	3342.1	2.089
	4	2245.9	1.404
	5	2246.1	1.404
	6	1799.6	1.125
	7	1396	0.872
	8	1829.8	1.144
7.5%	1	3314.3	2.071
	2	2638	1.649
	3	3220.8	2.013
	4	2692.4	1.726
	5	2580.6	1.654
	6	2196.4	1.373
	7	2002.2	1.251
	8	2452.3	2.533
10%	1	3314.3	2.071
	2	2638	1.649
	3	3220.8	2.013
	4	2692.4	1.683
	5	2580.6	1.623
	6	2196.4	1.373